

Wayss & Freytag A.G.

Rückblick auf 75 Jahre Firmengeschichte.

Am Beginn der Entwicklung des Stahlbetons in Deutschland begegnet uns der Name Conrad Freytag. Nur kurze Zeit später gesellt sich Gustav Adolf Wayss hinzu. Diese Tatsache allein rechtfertigt es schon, in dieser Zeitschrift der Firma Wayss & Freytag A.G. anlässlich ihres Jubiläums einen besonderen Raum zu widmen. Hinzu kommt, daß die aus der Verbindung der beiden genannten Männer entstandene Unternehmung bis zum heutigen Tag zu den Führenden auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues in Deutschland gehört und, wie auch aus den nachfolgenden Abhandlungen hervorgeht, vieles als Erste entwickelt hat, was heute Gemeingut des ganzen Faches geworden ist. Der Geist, den die Gründer dieser Firma auf den Weg gegeben haben, ist in der Leitung des Unternehmens bis auf den heutigen Tag lebendig geblieben. Wir wünschen der Wayss & Freytag A.G., daß sie immer wieder Männer finden möge, die im Sinne ihrer Gründer bereit sind, Neues zu wagen, aber auch das mühsam Errungene zu gegebener Zeit der Fachwelt zu offenbaren, die zugleich aber auch daran festhalten, daß die Güte der Ausführung und die gewissenhafte Nutzung aller gewonnenen Erfahrungen auf die Dauer das sicherste Fundament für die Erhaltung des Rufes der Unternehmung bleibt. Möge der Firma Wayss & Freytag immer wieder Gelegenheit gegeben werden, sich an großen Bauaufgaben zu bewähren.

Die Schriftleitung.

75 Jahren, am 15. Juni 1875, wurde in Neustadt a. d. Haardt eine Handelsgesellschaft Freytag & Heidschuch, deren Inhaber Carl Freytag und Carl Heidschuch waren, gegründet. Aus dieser ist nach dem Tode Heidschuchs im Jahre 1893 die Firma Wayss & Freytag hervorgegangen.

In seiner Festschrift, die anlässlich der 50jährigen Wiederkehr des Gründungstages erschien¹⁾, wurde die Geschichte des Unternehmens in den ersten 50 Jahren seines Bestehens eingehend beschrieben. Diese Schrift zeigt, wie eng die Firma mit der allgemeinen Entwicklung und Entwicklung der Eisenbetonbauweise in Theorie und Praxis innerhalb Deutschlands verbunden war.

Dem Kreis der Gründer und Mitarbeiter in der ersten Zeit 1900 und der daran anschließenden Periode der raschen Ausdehnung des Arbeitsgebiets treten die Namen Conrad Freytag, Gustav Adolf Wayss und Emil Mörsch besonders hervor. Dem einstweiligen Wirken dieser Männer widmet die Firma in dankbarer Anerkennung diesen Rückblick.

Entscheidender Bedeutung war das Jahr 1884. Damals kam Conrad Freytag mehr oder weniger zufällig in Berührung mit der Person des Monier, deren Bedeutung für den Betonbau er sofort erkannte. Kurz entschlossen unternahm er einige Wochen später mit einem Freund, Philipp Josseaux, dem Teilhaber der Offenburger Baufirma Martenstein & Josseaux, eine Reise zu Monier in Paris. Der Besuch führte zum gemeinsamen Erwerb des französischen Patents Moniers für Süddeutschland und außerdem zur Erlangung des Vorkaufsrechts auf das Patent für Norddeutschland. Dies war die Voraussetzung für die Einführung der Eisenbetonbauweise in Deutschland geschaffen²⁾.

Conrad Freytag, mit klarem Weitblick, großer Tatkraft und unermüdlicher Willigkeit ausgezeichnet, betrachtete es bis zu seinem Tode im Jahre 1921 als seine vornehmste Aufgabe, dem Eisenbetonbau die größtmögliche Förderung in großzügiger und uneigennütziger Weise zu verschaffen. Dies zeigte sich zunächst darin, daß er im ersten Jahr nach dem Erwerb der erwähnten Rechte, die Notwendigkeit ihrer Verwertung auf breiter Basis erkannte und aus dem Erkenntnis heraus das Vorkaufsrecht für Norddeutschland an den Frankfurter Ingenieur und Unternehmer G. A. Wayss abtrat. Daraufhin setzte seine Tätigkeit nach Berlin verlegte. Bald nach dem Erwerb des deutschen Monier-Patentes begann Freytag mit der Durchführung praktischer Versuche im eigenen Betrieb und mit der Anwendung des Eisenbetons bei Ausführungen von zunächst verhältnismäßig einfachen Bauwerken. Um die Jahreswende 1917 trafen sich Freytag und Wayss bei den nach Vorschlägen von Wayss in Berlin durchgeführten Versuchen, deren überaus

günstiges Ergebnis den Anlaß zur Herausgabe der „Monier-Broschüre“³⁾ durch Wayss im Jahre 1887 bildete. Zu enger Zusammenarbeit zwischen beiden kam es indessen erst im Jahre 1893 bei Gründung der Offenen Handelsgesellschaft Wayss & Freytag mit Sitz in Neustadt a. d. H. und Niederlassungen in Stuttgart, München und Luxemburg. Sie währte bis zur Übersiedlung von Wayss nach Österreich im Jahre 1903.

Im Jahre 1898 wurde der Deutsche Beton-Verein gegründet; daran war Freytag mit anderen deutschen Bauunternehmern maßgeblich beteiligt. Er gehörte viele Jahre dem Vorstand des Deutschen Beton-Vereins an und wurde bei seinem Ausscheiden aus dem Vorstand zum Ehrenmitglied des D.B.V. ernannt.

Anfang 1901 trat auf Initiative Freytags der damalige Regierungsbaumeister Emil Mörsch als Vorstand des Technischen Büros in die Firma ein. Seiner Mitarbeit im Laufe der folgenden 15 Jahre verdankt das Unternehmen seine unbestritten führende Rolle in der Blütezeit des Eisenbetonbaus⁴⁾ und seinen bis in die heutige Zeit erhaltenen guten technischen Ruf. Von nun an vollzog sich die unternehmerische Tätigkeit auf der Grundlage wissenschaftlicher Erkenntnis und deren Bestätigung durch viele, zum größten Teil auf eigene Rechnung durchgeführte Versuche. An der M.P.A. Stuttgart durchgeführte Versuche galten der Ermittlung der Druck- und Zug-Elastizität unterschiedlich zusammengesetzter Betonsorten. Weitere Versuche dienten der Nachprüfung der rechnerischen Biegefestigkeit unbewehrter Betonbalken rechteckigen Querschnitts mit Hilfe der σ - ϵ -Linie bzw. dem Beweis dafür, daß der Unterschied zwischen Biege- und Zugfestigkeit von der Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls herrührt. Die nächsten Versuche galten der Ermittlung der Haftfestigkeit. Die Ergebnisse dieser ersten Versuche und die von Mörsch inzwischen aufgestellte „Theorie der Beton-Eisen-Konstruktion“ veröffentlichte die Firma in einer im Mai 1902 herausgegebenen, 118 Seiten starken Schrift „Der Beton-Eisenbau, seine Anwendung und Theorie“. Diese Schrift ist die Erstauflage des später von Mörsch herausgegebenen, bisher in sechs Auflagen erschienenen klassischen und bis auf den heutigen Tag führenden Werkes „Der Eisenbetonbau“. Daß Freytag zeit seines Lebens in erster Linie das hohe Ziel der Förderung der Eisenbetonbauweise verfolgte und daß er bei seinem technischen Berater Mörsch die gleiche Gesinnung vorfand, hat der im Jahre 1947 verstorbene Dr.-Ing. e. h. Franz Schlüter — selbst noch der Pioniergeneration der Eisenbetonbauweise angehörend — in seinem Bericht „Aus den Anfängen der Beton-Eisenbauweise“⁴⁾ bestätigt mit einem Hinweis darauf, daß durch die erwähnte Schrift „die aus eigenen Versuchen gewonnene und ausgewertete Erkenntnis in so rückhaltloser Weise der Öffentlichkeit übergeben wurde, wie man es früher nicht kannte, und daß diese Schrift den Eisenbetonbau und seine Theorie in Fachkreisen volkstümlich gemacht hat“.

Auch das weitere Versuchsprogramm der Firma richtete sich nach Vorschlägen Mörschs. In Neustadt a. d. H. 1902/03 durchgeführte Versuche über die Schubwirkung bei Plattenbalken erwiesen, daß aufgebogene Stäbe nötig sind und mehr leisten als Bügel. In den Jahren 1902/03 ließ die Firma an der M.P.A. Stuttgart Biegebalken rechteckigen Querschnitts untersuchen, an denen die Verkürzung der oberen Randfaser und die Verlängerung der Zugbewehrung gemessen wurde. Die Balken sollten Aufschluß geben über die Dehnungsfähigkeit des gezogenen Betons, über die Lage der Nulllinie und über die Spannungsverteilung im Querschnitt. Diese Versuche bestätigten die Considèresche Hypothese von der großen Dehn-

Wayss & Freytag A.G.: 50 Jahre Beton- und Eisenbetonbau, Stuttgart 1925, Wittwer.

Handbuch für Eisenbetonbau, Band I, 1. Kapitel, 4. Aufl., Berlin 1930, Wilhelm Sohn.

³⁾ Das System Monier (Eisengerippe mit Zementumhüllung) in seiner Anwendung auf das gesamte Bauwesen. Unter Mitwirkung namhafter Architekten und Ingenieure herausgegeben von G. A. Wayss, Inhaber des Patentes Monier, Berlin NW, Alt Moabit 97; 1887.

⁴⁾ B. u. E. 41 (1942), Heft 1/2, S. 2.

barkeit des Betons nicht. In das Jahr 1903 fallen auch die Versuche mit Gelenkquadranten, die im Zusammenhang mit dem Bau der Isarbrücke bei Grünwald⁵⁾ in der M.P.A. München bei Föppel durchgeführt wurden. Zum ersten Male wurden hier bei bewehrten Quadranten Spaltrisse beobachtet. Weitere Versuche wurden an der M.P.A. Stuttgart zur erstmaligen Ermittlung der Torsionsfestigkeit an Voll- und Hohlzylindern durchgeführt, um nachzuweisen, daß die Torsionsfestigkeit oder Schubfestigkeit des Betons von seiner Scherfestigkeit zu unterscheiden ist. Im Jahre 1905 hat die Firma außerdem Hohlzylinder, die mit unter 45° ansteigenden Spiralen bewehrt waren, auf Torsion prüfen lassen.

Vom Jahre 1903 an war Mörsch Mitglied der Eisenbetonkommission der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie, deren Versuche in den Forschungsheften 45—47, 72—74, 90—91, 122—123 und 166—169 beschrieben und von Mörsch in seinem Werk „Der Eisenbetonbau“ ausgewertet wurden. Im Jahre 1904 erhielt Mörsch die Berufung an den Lehrstuhl für Statik, Brückenbau und Eisenkonstruktion am Eidg. Polytechnikum in Zürich. Im Zusammenhang hiermit errichtete die Firma in Zürich ein Konstruktionsbüro, dessen Aufgabe es war, größere und schwierigere Entwürfe unter Prof. Mörsch zu bearbeiten. So wurde z. B. am Entwurf der Isarbrücke zu Grünwald in diesem Büro gearbeitet. Die Grünwaldbrücke war in Neustadt schon 1902 entworfen und 1903 im Detail einschließlich Lehrgerüst bearbeitet worden. Das Lehrgerüst zeigte Neuerungen. Auf Grund eigener Versuche wurde die zulässige Pressung des Holzes quer zur Faser mit 15 kg/cm² für Tannenholz und 30—35 kg/cm² für Eichenholz ermittelt. Diese Versuche wurden in Neustadt mit der Martenschen Druckpresse vorgenommen. Erstmals wurden bei diesem Lehrgerüst die druckverteilenden U-Eisenstücke zwischen die Pfosten, Streben und Schwelle, unter und über den Sandtöpfen und zwischen den Pfählen und den Holmen eingelegt. Zum Ausrüsten der Grünwaldbrücke kam Mörsch am 1. August 1904 von Zürich nach Grünwald.

In das Jahr 1905 fallen die Versuche mit spiralbewehrten Säulen in der M.P.A. Stuttgart, und in das Jahr 1906 die in Neustadt a. d. H. durchgeführten Balkenversuche, die weitere und wichtige Aufschlüsse über die Schubwirkung bei Plattenbalken gaben. Diese Versuche waren Gegenstand eines auf dem Betontag 1907 von Mörsch gehaltenen Vortrags. In diesem Vortrag ist das Schubdiagramm zum erstenmal vollständig erläutert und in der richtigen Lage gezeichnet vorgeführt worden. Die Versuche bildeten die Voraussetzung für die Versuchspläne des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zur Klärung der Schubwirkung. — In Neustadt a. d. H. durchgeführte Versuche mit drei über zwei Felder durchlaufenden Balken ergaben bei der Belastung die Übereinstimmung des Momentenbildes mit der Theorie und daß der Balken mit Schrägen an der Mittelstütze den anderen Balken überlegen war. Weitere Säulenversuche, 1910 in der M.P.A. Stuttgart, sollten den Wert der Umschnürung bei zylindrischem und quadratischem Querschnitt feststellen und ergaben die geringere Wirksamkeit einer quadratischen Umschnürung.

Im Jahre 1907 wurde Mörsch in den neugegründeten Deutschen Ausschluß für Eisenbeton berufen. Von den Mitgliedern des Ausschusses z. Z. seiner Gründung ist Mörsch heute das einzige noch lebende und tätige.

Nach vierjähriger Lehrtätigkeit gab Prof. Mörsch 1908 den Lehrstuhl an der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich auf, um in den Vorstand der Firma in Neustadt a. d. H. einzutreten.

Im Jahre 1912 wurde Mörsch von der Technischen Hochschule Stuttgart in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die wissenschaftliche Förderung der Eisenbetonbauweise mit der Würde eines Dr.-Ing. ehrenhalber ausgezeichnet. 1929, zum 100jährigen Bestehen der Technischen Hochschule Stuttgart, folgte die entsprechende Auszeichnung durch Verleihung des Dr. scient. techn. h. c. seitens der Eidg. Technischen Hochschule in Zürich. 1916 wurde Mörsch an den Lehrstuhl für Massivbrücken und Statik des Massivbaus der Technischen Hochschule Stuttgart berufen. So wurde er zum zweitenmal Hochschullehrer, in erster Linie aus innerer Berufung zur wissenschaftlichen Betätigung, aber auch mit Rücksicht darauf, daß die durch den Krieg ge-

schaftenen Verhältnisse seiner wissenschaftlichen Tätigkeit in ein Bauunternehmen erhebliche Beschränkungen auferlegten. Auch seinem neuen Aufgabenbereich blieb Mörsch ein treuer Berater Firma und viele seiner Hörer fanden nach Abschluß ihres Studiums den Weg zu ihr. Im Jahre 1918 zeichnete die Technische Hochschule in Darmstadt Conrad Freytag in Würdigung seiner Verdienste die Entwicklung des Eisenbetonbaus mit der Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. e. h. aus.

Nachdem die Eisenbetonkommission der Jubiläumstiftung deutschen Industrie, insbesondere aber der Deutsche Ausschluß Eisenbeton sich die versuchsmäßige Erforschung des Eisenbetons zur Aufgabe gemacht hatte, bot sich der Firma nur noch eine nachweisbare Veranlassung zu eigenen Versuchen. Als solche nennen wir die im Jahre 1920 an der M.P.A. Stuttgart auf Vorschlag Mörschs durchgeführten Versuche über die Wirkung der Scherkräfte bei veränderlicher Balkenhöhe. Sie ergaben erwartungsgemäß und mit überzeugender Deutlichkeit den Vorteil der Scherwiderstandsmauern, die die bis dahin umstrittenen Fragen klärten¹⁾. Weiter wurde im Jahre 1927 an Balken aus sogenanntem Bauwerksbeton mit voller und halber Schubsicherung die Gefahr nachgewiesen, die ein Beton $W_{b28} = 100 \text{ kg/cm}^2$ in sich birgt, wenn beim Entwurf von einem Beton $W_{b28} = 200 \text{ kg/cm}^2$ und mehr ausgegangen wurde. Diese Versuche ergaben außerdem die überlegene Wirkung der vollen Schubsicherung durch aufgebogene Stäbe und Bügel. Im Zusammenhang mit der Anwendung der Vorspannung im Eisenbetonbau wurden weitere Versuche an Spannbetonbalken durchgeführt. Sie sind mit der neuen Bezeichnung „Spannbeton“ in der Frankfurter bzw. Dresdener Spannbetonträger in die deutsche und ausländische Fachliteratur eingegangen⁶⁾.

Im Jahre 1934 fand die erste Fühlungnahme mit dem bekannten französischen Ingenieur Eugène Freyssinet statt, die schließlich einem Vertragsverhältnis über die Generalienz auf die Rechte des Genannten in Deutschland führte. Dies ist das zweite Mal, daß es der Firma gelang, eine für die Entwicklung des Stahlbetonbaus in Deutschland wertvolle Beziehung zu Frankreich und diesmal einem besonders hervorragenden Ingenieur und Forscher herzustellen.

In neuester Zeit ließ die Firma an der M.P.A. Stuttgart Betonprismen der Betongüteklassen B 300, B 450 und B 600 σ - ϵ -Linien bis zum Bruch ermitteln. Sie interessieren besonders im Hinblick auf den Spannbeton. Über die Ergebnisse dieser Versuche berichtete Mörsch auf dem Betontag 1950.

Die vorstehende Aufzählung der von der Firma auf eigenen Kosten in die Wege geleiteten Versuche zur Erforschung des Eisenbetons und des Spannbetons enthält nur die Versuche, deren Ergebnisse veröffentlicht wurden. Die Aufstellung der Versuchspläne und die Auswertung der Versuchsergebnisse lagen in den Händen Mörschs oder wurden von ihm maßgeblich beeinflusst. An wesentlichen Angaben über die Versuche, ihre Ergebnisse und aus ihnen zu ziehenden Schlüsse wurden in sein Werk „Der Eisenbetonbau“ aufgenommen⁷⁾.

Der Rückblick auf die Lebensarbeit Mörschs bis zu seinem Eintritt in die Firma im Jahre 1901 zeigt deutlich, daß sie der Laufbahn durch ausgedehnte Versuche bestätigten wissenschaftlichen Forschung der Eisenbetonbauweise mit dem Blick auf die Bedürfnisse der baulichen Praxis galt. Die von Mörsch bei der Eisenbetonforschung in einzigartiger Folgerichtigkeit bis heute eingehaltene Linie machte die Firma in ihrem Wirkungsbereich zu dem, was ihrigen. Sie und der Wahlspruch des Gründers Conrad Freytag „Nicht nachlassen zwingt“, sind in der Wayss & Freitag A. G. bis zum heutigen Tage, an dem sie ihr 75jähriges Bestehen feiern kann, lebendig geblieben.

Die nachstehend geschilderten Bauausführungen aus dem letzten Jahrzehnt geben einen Ausschnitt aus den Leistungen der Wayss & Freitag A. G.⁸⁾.

⁵⁾ Freyssinet, Une Révolution dans la Technique du Béton, Paris 1936. — Mörsch, Der Spannbetonträger, Stuttgart 1943, Konrad Wittwer.

⁷⁾ Mörsch, Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., Stuttgart 1933, Konrad Wittwer.

⁸⁾ Die Berichte werden ohne Nennung der Verfasser veröffentlicht unter dem Gesichtspunkt, daß alle diese Ingenieurbauten Gemeinschaftsleistungen der Wayss & Freitag A. G. darstellen.

⁵⁾ Vgl. B. u. St. 45 (1950), Heft 3, S. 59—62, sowie Bautechn. 27 (1950), Heft 5, S. 141—147.

Die neue Lahnbrücke in Diez.

Im August des vergangenen Jahres dem Verkehr über-
Straßenbrücke wurde nach dem Verfahren „Wayss & Frey-
Dr.-Ing. Burkhardt“ mit Hilfe von Bogenfertigteilen erbaut.
früher fertiggestellte Brücken sind mit einer eingehenden
erung des Verfahrens bereits an anderer Stelle¹⁾ beschrieben
Es sei daher nur kurz wiederholt, daß es sich um
lige Bogenfertigteile handelt, die je in der Länge einer
hälfte hergestellt und unter Verwendung von Hilfs gelenken
Kämpfern und im Scheitel versetzt werden. Die Hilfs-
e besitzen eine Art Justier Vorrichtung. Diese gestattet, die
erbänke auf den Pfeilern und Widerlagern und die Bogen-
teile nur mit der am Bau üblichen Genauigkeit herzustellen.

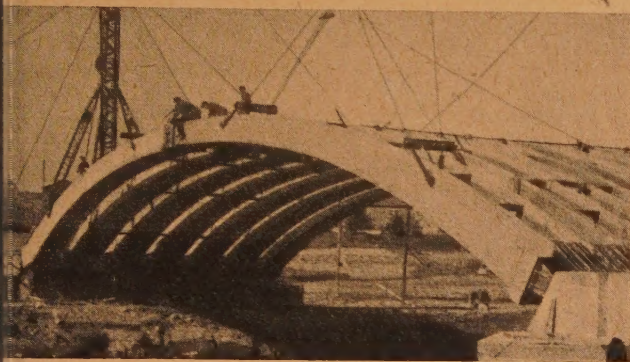


Abb. 1. Neue Lahnbrücke, Diez. Einbau der letzten Bogenrippe.

Verfahren erlaubt somit, die Bogenrippen völlig frei und ohne
Unterstützungen zu versetzen. Es bietet darüber hinaus den
Vorteil einer erst nachträglich vorzunehmenden genauen
Einstellung der Dreigelenkbögen. Hierzu werden in jeder Ge-
genge zwei Hilfs gelenke unmittelbar an den Rändern angeordnet,
die Bögen sofort eine ausreichende Seitenstabilität verschaffen.
Nach dem Einbau der endgültigen Gelenke oder nach Herstellung
der Druck- und biegefesten Verbindung durch Ausbetonieren der
Lücken zwischen den Hilfs gelenken — das letztgenannte
Verfahren wurde bei der Lahnbrücke Diez zum erstenmal zur
Anwendung gebracht — werden die Hilfs gelenke wieder ausgebaut,
um dann sofort zu neuer Verwendung zur Verfügung. Da
sie vorübergehend das Eigengewicht der Bogenrippen selbst
tragen haben, können sie sehr leicht gehalten werden, was ihre
Verwendung und Handhabung wesentlich vereinfacht.

Die Lahnbrücke Diez waren eine Flußöffnung von 37 m
weite und auf jedem Ufer eine Landöffnung von 22,50 m
weite zu überbrücken. Jedes Gewölbe wurde aus sieben etwa

1) Burkhardt, Bau gerüstloser Bogenbrücken nach dem Verfahren der
Wayss & Freytag A.G., Bautechn. 25 (1948), Heft 6, S. 138-141.

1 m breiten Bogenrippen, die unter sich ebenfalls einen lichten Ab-
stand von etwa 1 m frei ließen, zusammengesetzt. Abb. 1 zeigt den
Einbau der letzten Bogenrippe in der Flußöffnung mit Hilfe von
zwei Schwenkmasten, die auf den beiden Ufern aufgestellt waren.
Anschließend wurden die Zwischenräume mit Fertigplatten abge-
deckt oder eingeschalt und durch Ausbetonieren der Hohlräume ein
massives Gewölbe hergestellt. Das Einbringen des Betons in die
Hohlräume der Fertigteile und in die Hohlräume zwischen den
Fertigteilen ging nach einem sorgfältig aufgestellten Betonier-
programm vor sich, so daß Überbeanspruchungen in den Zwischen-
zuständen nicht auftreten konnten.

Da bei der Lahn mit sehr plötzlich auftretenden und sehr starken
Hochwässern gerechnet werden muß, die weit über die Kämpfer der
Gewölbe hinaufreichen können, war die gewählte Bauweise einer
Herstellung der Gewölbe auf Gerüsten ganz besonders überlegen.
Bei einer Herstellung auf Gerüsten oder mit Hilfsjochen wären u. U.
längere Zeit zumindest Teile des Bauwerks gefährdet gewesen. Im
Gegensatz hierzu bot die gewählte Bauweise den Vorteil der Aus-
schaltung der Hochwassergefahr. Tatsächlich hat ein zu Beginn der
Bauzeit auftretendes, sehr starkes Hochwasser keinerlei Schaden
angerichtet.

Die sehr beträchtliche Holzersparnis war zur Zeit des Bau-
beginns ebenfalls von großer Bedeutung; sie ermöglichte überhaupt
erst die Inangriffnahme des Bauvorhabens. Wenn dieser Ge-
sichtspunkt heute auch an Bedeutung verloren hat, so darf man
doch nicht vergessen, daß unser Land nach wie vor zu den holz-
armen Ländern gehört und bei einer Steigerung der Bautätigkeit

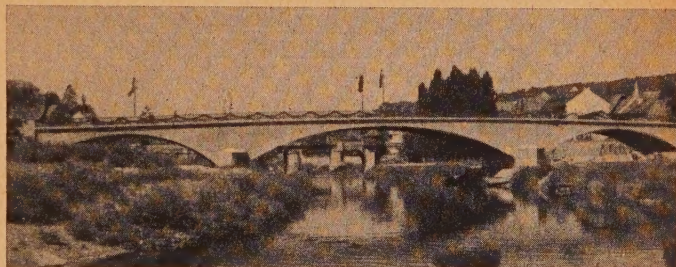


Abb. 2. Ansicht der fertigen Brücke.

sich das derzeitige Holzüberangebot sehr schnell wieder in sein
Gegenteil verwandeln kann.

Die fertiggestellte Brücke zeigt Abb. 2. Sie ist in ihren Um-
rissen ein Abbild der 1939 mit Werksteinverkleidung gebauten und
1945 zerstörten „Neuen Lahnbrücke“ Diez, die seinerzeit auch durch
die Wayss & Freytag A.G. ausgeführt worden ist. Der Wieder-
aufbau erfolgte im Auftrag der Stadt Diez und unter technischer
Überwachung durch die Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz, ver-
treten durch das Straßenbauamt Diez.

Unterwasserkraftwerk Lechmühlen, Lechstufe 12.

Wayss & Freytag A.G. erhielt Ende 1940 von der Bayeri-
schen Wasserkraftwerke A.G. den Auftrag zur Ausführung einer
Stauung zwischen Landsberg und Schongau zu errichtenden Stau-
ung und zwar die der Staustufe 12 in Lechmühlen.

Die Staustufe ist als Unterwasserkraftwerk für eine Leistung
von 10 000 PS bei 8 m nutzbarem Gefälle geplant worden. Die
Leistungsmenge des Lech schwankt an der Kraftwerksstelle zwischen
1000 m³/s. Das Kraftwerk ist in dem hohlen Wehrkörper
(L) von 62,10 m Länge und 20,50 m Breite untergebracht.
Der Wehrkörper erhielt außerdem Durchbrechungen zum Ein-
bau von sechs Rohrturbinen mit horizontal liegenden Achsen und
vier Leerschüsse. Auf dem Wehrrücken ist eine umlegbare
Schleppschleppanlage aufgesetzt. Der Wehrrücken im Oberwasser hat eine
Höhe von 6 m, im Unterwasser von 15 m. An den Kopfseiten des
Wehrkörpers sind die Zugangsgebäude, die gleichzeitig die Schalt-
anlagen aufnehmen, angeordnet. An den Flügelmauern des Ober-
wassers schließen flußaufwärts Dämme an, die am Fuß mit Spund-

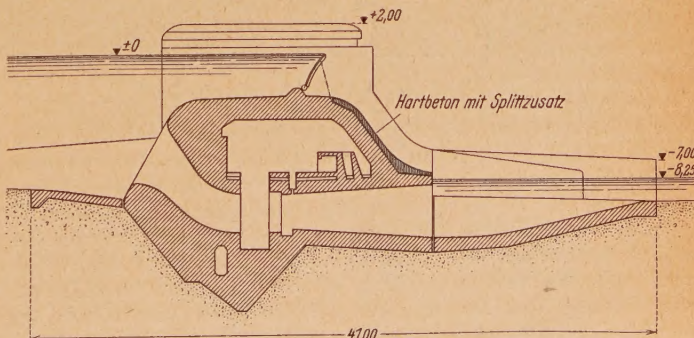


Abb. 1. Querschnitt des Wehrkörpers durch eine Turbinenachse

wänden gesichert sind und die einen Betonplattenbelag erhielten,
der 1 m über das Stauziel hochgeführt wurde. Unterwasserseitig

sind die Ufer im Anschluß an die Flügelmauern durch Steinschüttungen geschützt.

Zunächst wurde auf der linken Lechseite eine Baugrube von 17 000 m² Grundfläche umpundet, in der das gesamte Bauwerk errichtet werden konnte. Der Lech wurde durch eine schmale Rinne zwischen dieser Baugrube und dem rechten Flußufer durchgeleitet. Nach Fertigstellung einer neuen Lechumleitung am rechten Ufer wurde die vorherige Umleitungsrinne zugefüllt und die Baugrube an das rechte Ufer angeschlossen. Hierzu wurden Hilfsspundwände geschlagen und Leitwerke errichtet.

Der gesamte Baukörper ist in harten Flinz eingebettet und mit einem kräftigen Sporn versehen. Die Überlagerungsmassen wurden im Eimerkettenbetrieb und teilweise im Greiferbetrieb ausgehoben. Der Flinz wurde durch Schießen gelöst. Die Betonierung des Bauwerkes erfolgte mit Pumpbeton in sechs Bauabschnitten von etwa 1200—1500 m³ Beton je Abschnitt. Die Verarbeitung des Betons wurde sehr sorgfältig durch Innenrüttler vorgenommen. Die Dichtung des Wehrkörpers wurde ausschließlich mit Mitteln der Betontechnik vorgenommen. Auf dem Wehrrücken wurde oberwasserseitig eine Schicht Hartbeton mit Splittzusatz angebracht. Der Pumpbeton erhielt einen Zusatz von Thurament. Die Betonzuschlagstoffe wurden aus den Aushubmassen durch Aufbereitung gewonnen. Das Unterwasser mußte vertieft werden. Hierzu wurden die auszuhebenden Flächen mit Dämmen begrenzt, so daß der Wasserspiegel bis auf etwa 50 cm Wasserhöhe gesenkt werden konnte.

Das Lösen des Flinzes erfolgte hier durch Unterwassersprengung der Aushub mit Greifern. Nach Fertigstellung des Bauwerkes den die Spundwände gezogen und die Lechumleitung bei niedriger Wasserführung geschlossen.



Abb. 2. Überströmter Wehrkörper

Die gesamten Betonmassen des Bauwerkes betragen 16 000 m³ Beton, davon 13 600 m³ Stahlbeton. An Aushubmassen wurden 228 000 m³, davon 47 000 m³ Flinz, bewegt. 5000 m² Spundbo von 10 m Länge waren zur Durchführung der Arbeiten zu verwenden, außerdem 3000 m² Konstruktionsspundwände.

Abb. 1 zeigt einen Querschnitt des Wehrkörpers durch die Turbinenachse, Abb. 2 eine Ansicht des überströmten Wehrkörpers.

Dauerbehelfsbrücken mit Spannbetonfertigträgern.

Beim Zusammenbruch im Frühjahr 1945 waren allgemein auch die Vorräte an Holz, Stahl und Zement vollständig erschöpft. Außerdem fehlte es zum Wiederaufbau der zerstörten Brücken an Facharbeitern und Baugeräten.

Für die Wiederingangsetzung des Wirtschaftslebens war natürlich die Instandsetzung der Verkehrswege jeder Art unbedingte Voraussetzung. Bei der Suche nach geeigneten Materialien für den Bau von Dauerbehelfsbrücken stieß man u. a. auf einen größeren Vorrat an vorgespannten Stahlbetonträgern, die von der Wayss & Freytag A.G. während des Krieges für Zwecke des Bombenschutzes gefertigt worden waren. Diese Spannbetonträger, die für gleichmäßig verteilte Last berechnet und hergestellt waren, hatten eine Länge

von 12,80 m mit bogenförmiger oberer Begrenzung und eine Höhe von 1,10 m in Trägersmitte. Es war nun zu untersuchen, ob auch wechselnde Lasten, wie sie bei Brücken vorkommen, einwandfrei aufgenommen werden können. Die vorhandene Schubversicherung war für wechselnde Radlasten im Bereiche der Trägerenden nicht ganz ausreichend. Das Technische Landesamt für Württemberg-Baden in Ludwigsburg, hatte sich daher entschlossen, zur Klärung des Umfangs der erforderlichen Verstärkung im Bereich der Auflager Belastungsversuche an diesen Trägern durch die M.P.A. Stuttgart durchführen zu lassen. Man fand, daß ein Träger in unveränderter Form in der Lage ist, mit der üblichen Sicherheit gegen Risse ein Moment von 44 tm aufzunehmen. Wird ein solcher Träger jedoch mit einer 1,20 m breiten und nur 15 cm



Abb. 1. Neckarbrücke Heilbronn.

dicken Druckplatte versehen und der Beton des Stags bis Auflagerende ergänzt, so beträgt das aufnehmbare Moment 85 tm. Im zweiten Falle war der Steg zur Aufnahme der Schubkräfte in der Nähe des Auflagers verstärkt.

Der besondere Vorteil der Verwendung von Fertigträgern liegt in der Einigung der Lehrsätze. Etwa 30 Brücken, einige Hochbauten, mögen bis heute auf diesen Trägern gestellt worden sein. Man bemühte sich, den Querschnitt möglichst wirtschaftlich auszubilden und dierte zu dem Zweck die verschiedenartigsten Lösungen. In einigen Fällen wurden die Trägerspanten dicht an dicht angeordnet und die Zwischenräume voll ausgebaut. Man sparte zwar Holz bis auf die Einschalung der Gewerkeplatten, brauchte aber viele Trägerspanten.

Aus Ersparnisgründen legte man bei anderen Ausführungen Betonrohre zwischen die Stege der Träger oder nach einer Stützlinie geformte Betonkappen ein, die unten auf dem Flange der Spannbetonträger aufsaßen. Wählte man eine Druckplatte von 15—18 cm Stärke bei 1,20—1,40 m Trägerabstand, wurde, als die Beschaffung von Schalholz wieder möglich wurde, nach einer Plattenbalkenform geschalt. Querträger wurden in Viertelpunkten angeordnet und der Steg von da bis zum Auflager verstärkt; auf die Länge der Mittelstrecke konnte der Steg unverändert belassen werden.

Auf diese Art wurde die Neckarbrücke in Heilbronn (Abb. 1) im Zuge der Kaiserstraße gebaut, bei der sechs Öffnungen mit zwölf Trägern, also insgesamt 72 Träger eingebaut worden sind.

Auf diese Art wurde die Neckarbrücke in Heilbronn (Abb. 1) im Zuge der Kaiserstraße gebaut, bei der sechs Öffnungen mit zwölf Trägern, also insgesamt 72 Träger eingebaut worden sind.

Brücke wirkt dadurch gefälliger; die tiefer liegenden Fahr-
über den acht Trägern unter der Fahrbahn. Der Eindruck
Brücke wirkt dadurch gefälliger; die tieferliegenden Fahr-

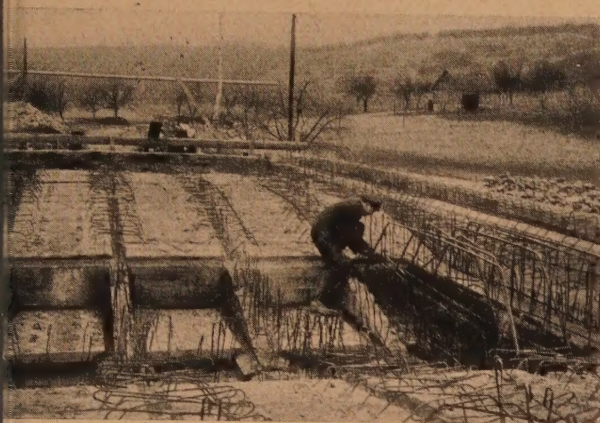


Abb. 2. Bau der Kienaubrücke in Adelsheim.

träger treten nicht in Erscheinung. Die siebente Öffnung im
ergrund des Bildes überbrückt eine Kanaldurchfahrt. Sie
es massive Platte von geringerer Stärke ausgebildet, da die
weite kleiner war.

die Kirnaubrücke in Adelsheim (Abb. 2) fand man eine sehr
mäßige Lösung. Da der Grundriß der Brücke trapezförmig
sch also von einem Ufer zum anderen verbreitert, hätte man
umständliche Schalung benötigt. Es wurden leicht bewehrte
platten von 6 cm Stärke auf der oberen gekrümmten Leibung
Träger als verlorene Schalung verlegt. Die Herstellung der
lichen Platten erforderte nicht mehr Arbeit als Platten von
eckiger Form, da sie in der Grundrißprojektion auf einem
boden leicht hergestellt werden konnten. Zwischen den Platten
man die Bügelbewehrung der Träger in den späteren Fahr-
beton eingreifen, der in Brückenmitte etwa 20 cm stark ist.
eine Länge von etwa 1,60 m vom Auflager her wurden Fertig-
en auf dem unteren Flansch der Träger von etwa 8 cm Stärke

verlegt, so daß in diesem Bereich ein massiver Körper fast ohne
Bewehrung entstand, den man am Wechsel von der unteren zur
oberen Platte zwischen den Trägern abschaltete.

Die Murrbrücke in Burgstall (Abb. 3) wurde grundsätzlich in
der gleichen Weise ausgebildet. Die Fertigplatten wurden als
tragendes Glied der Fahrbahnkonstruktion statisch mit herange-
zogen, indem man die entsprechende Bewehrung aus den Platten
heraufführte. Es handelt sich um eine Zweifelderbrücke, die durch-
laufend ausgebildet wurde.

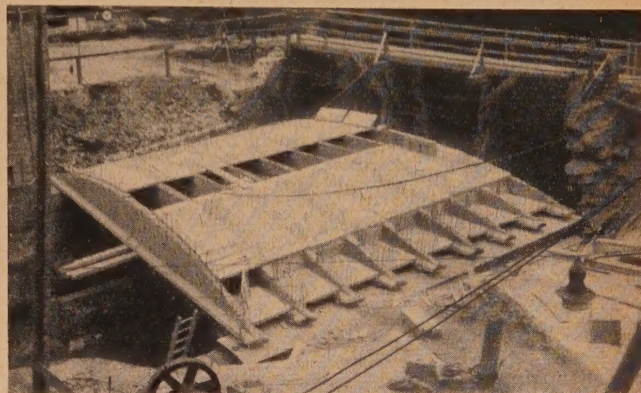


Abb. 3. Bau der Murrbrücke in Burgstall.

Der Vorteil der beiden letztgenannten Lösungen liegt in der
großen Holzeinsparung, denn bei den verhältnismäßig geringen
Trägerabständen ist der Verschnitt bei einer Holzschalung sehr
groß. Die Spannbetonträger fanden auch für Fußgängerstege Ver-
wendung, wo sie in die tragende Brüstung gelegt wurden und auf
diese Weise gefällige Ausbildungen ermöglichten.

Nach Aufhebung der Bewirtschaftung aller Baustoffe haben diese
Spannbetonfertigträger zunächst wieder an Bedeutung verloren;
sie waren ursprünglich für andere Zwecke als für den Brücken-
bau bestimmt. Es ist aber sicher, daß man für den Brückenbau
brauchbare und wirtschaftliche Lösungen mit Spannbetonfertig-
trägern finden und Träger für Spannweiten von 10 bis 20 m ent-
wickeln kann.

Die Rißbacheinleitung in den Walchensee.

urch die Rißbachüberleitung werden dem Walchensee im mitt-
Jahr weitere 7—8 m³/s Wasser zugeführt, so daß die Energieie-
gung des Walchenseewerkes von 186 Mio kWh auf 275 Mio
jährlich, d. h. um rund 50% erhöht wird, ohne daß in dem
weitere Maschinensätze eingebaut werden müssen.

e in den Jahren 1947—1949 von der Bayernwerk A.G. ge-
Anlage besteht aus dem Einlaufwehr 300 m unterhalb der
esgrenze, durch das dem 3647 m langen Grasbergstollen maxi-
12,0 m³/s Wasser zugeleitet werden können, dem Isardüker
525 m Länge und einem 60 m langen Schrägschacht, der die
indung mit dem 3313 m langen Hochkopfstollen herstellt.
r mündet in ein offenes Gerinne, das in Kaskaden zum
nensee seine Fortsetzung findet.

a die 20 m Höhenunterschied zwischen Hochkopfstollen und
nensee auszunützen, wird an dessen Ufer noch ein kleines
werk errichtet. Die gesamten Arbeiten waren in drei Lose
teilt, wobei das nachstehend beschriebene Los 2 vom Auf-
eber, der Bayernwerk A.G., einer aus drei Firmen zusammen-
zten Arbeitsgemeinschaft unter Führung der Wayss & Freytag
zugeschlagen wurde. Es umfaßt folgende Bauteile:

Grasbergstollen von km 2,800 bis 3,647 (Freispiegelstollen)
Isardüker und Schrägschacht (Druckleitung)
Hochkopfstollen von km 4,357 bis 5,993 (Freispiegelstollen)

Anschlag des Hochkopfstollens und damit der Beginn der
arbeiten erfolgte am 21. Oktober 1947, die Überleitung des
achs am 23. Oktober 1949. Trotz der schwierigen Verhältnisse,
sondere vor der Währungsreform, war der vorgesehene Fer-
llungstermin damit eingehalten worden.

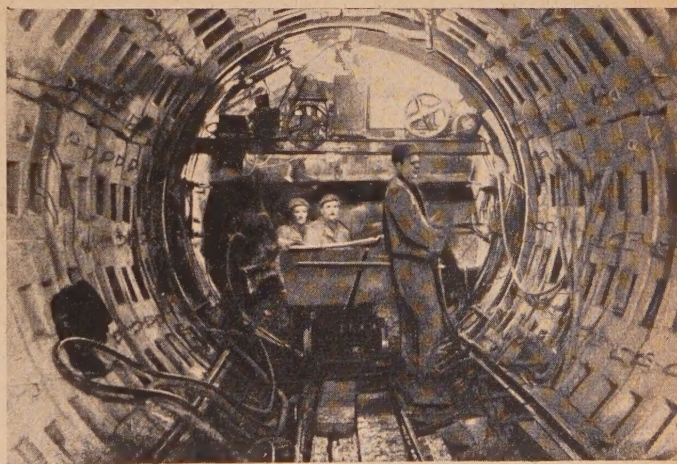


Abb. 1. Schildvortrieb im Grasbergstollen.

1. Grasbergstollen.

Das zu durchfahrende Gebirge bestand aus Dolomit mit einge-
sprengten Ölschieferschichten, und war von Terrasseschotter über-
lagert. Die zur Durchfahrung des Terrasseschotters zunächst vor-
gesehene Getriebezimmung führte infolge des außerordentlich
rolligen und bei Wasserandrang zum Fließen neigenden Materials
zu keinem befriedigenden Ergebnis, so daß man sich nach einiger
Zeit dazu entschloß, einen Schildvortrieb anzuwenden (Abb. 1).
Als Widerlager für den unterschrittenen Stahlschild, der innen mit
einem Betonmantel versehen wurde, diente das Übergangsbauwerk

zu der Rohrleitung des Dükers. Die Auskleidung dieser Schildstrecke erfolgte kreisförmig mit fünf Stahlbetonsegmenten, die mit Hilfe eines Versetzwagens jeweils hinter dem vorgepreßten Schild eingebaut wurden. Zum Vortrieb des Schildes waren fünf hydraulische Pressen von je 200 t maximaler Druckkraft vorgesehen. Der Ringausbau wurde nach Fertigstellung des Stollens mit einem 10 cm starken bewehrten Torkretputz versehen.

Die Durchfahrung der im allgemeinen standfesten Felsstrecke bot keine Schwierigkeiten. Die tägliche Vortriebsleistung betrug im Mittel 6 m, wobei das Profil zu 90% seines endgültigen Querschnitts ausgebrochen wurde. Für die Schutterung war, wie beim Hochkopfstollen, ein Salzgitterlader eingesetzt. Bei der Betonierung der Ulmen wurde Stahlchalung verwendet und auf den zunächst vorgesehenen Putz verzichtet, da die damit erzielte glatte Oberfläche den gestellten Anforderungen genügte. Die Sohle dagegen wurde mit einem 3 cm starken Estrich versehen. In druckhaften und gebrächen Strecken wurde der Ulmenbeton von 20 auf 30 cm verstärkt und eine gewölbte Kappe eingezogen.

2. Hochkopfstollen.

Während das Gebirge im Grasbergstollen annähernd horizontal gelagert war, fielen die Schichten im Hochkopfstollen etwa 70° gegen Süden ein. Entgegen der Voraussage des geologischen Gutachtens erwies sich das Gebirge als außerordentlich wasserreich, so daß auf einer Strecke von etwa 1100 m, 125 bis 150 l/s Wasser anfielen. Mit Ausnahme einer größeren Quelle verteilte sich das Tropfwasser ziemlich gleichmäßig auf die Strecke von 350—1450 m vom Stollenmund an gemessen. Da die Sohle mit 0,67‰ nach Norden, also nach innen fiel, mußte die gesamte Wassermenge gepumpt werden. Hierzu wurden im Laufe des Vortriebs sieben Pumpstationen im Abstand von etwa 200 m eingerichtet, die das Wasser durch zwei Leitungen $\varnothing$ 200 ins Freie förderten. Jede Station war mit zwei bis drei Pumpen von 125—250 mm $\varnothing$ ausgestattet, wobei eine Pumpe jeweils als Reserve diente.

Bei Stromausfall standen zwei Diesellaggregate mit 90 und 125 KVA zur Verfügung, die direkt auf die beiden Hauptstationen geschaltet werden konnten, um eine Überflutung des Stollens zu verhindern.

Wegen der ständigen Nässe mußte die Belegschaft in Gummikleidung arbeiten, und die Schichtdauer wurde auf sechs Stunden verkürzt. Daß unter diesen Umständen nicht die Leistung des Grasbergstollens erreicht wurde, ist erklärlich.



Abb. 2. Versetzen der Fertigteile im Hochkopfstollen.

Da eine einwandfreie Ableitung des Wassers, insbesondere an den Ulmen, nicht gewährleistet werden konnte, wurde auf eine Strecke von etwa 900 m der Stollen mit Stahlbetonfertigteilen ausgekleidet (Abb. 2). Dieser Ausbau besteht aus einer gewölbten Sohlplatte, zwei Wandplatten und einem oberen gewölbten Quer-

riegel, der in gebrächen Strecken durch zusammenhängende wölbeplatten ersetzt wurde. Die einzelnen Teile hatten bei einer Breite von einem Meter ein Gewicht von etwa 1,3 t und wurden mit Hilfe eines hierfür konstruierten Versetzwagens eingebaut, Fugen mit Sikamörtel geschlossen und die Hohlräume zwischen Platten und Gebirge mit Kies ausgefüllt. Die Abführung des Wassers erfolgte durch eine seitlich verlegte Drainageleitung gelochten Betonrohren von 20 bis 50 cm $\varnothing$.

Die restliche Strecke in dem weniger nassen Teil wurde ähnlich wie im Grasbergstollen in Ortsbeton ausgeführt, wobei wegen eventuell auftretenden äußeren Wasserdrucks die Wände in Ulmen verankert und die Sohle gewölbt wurden.

Der Schrägschacht zwischen Düker und Hochkopfstollen, der einer Neigung von etwa 45° vom Isartal aus hochführt, erhielt ein kreisrundes Profil, das mit Beton ausgekleidet und mit einem bewehrten Torkretputz von 7 cm Stärke versehen wurde.

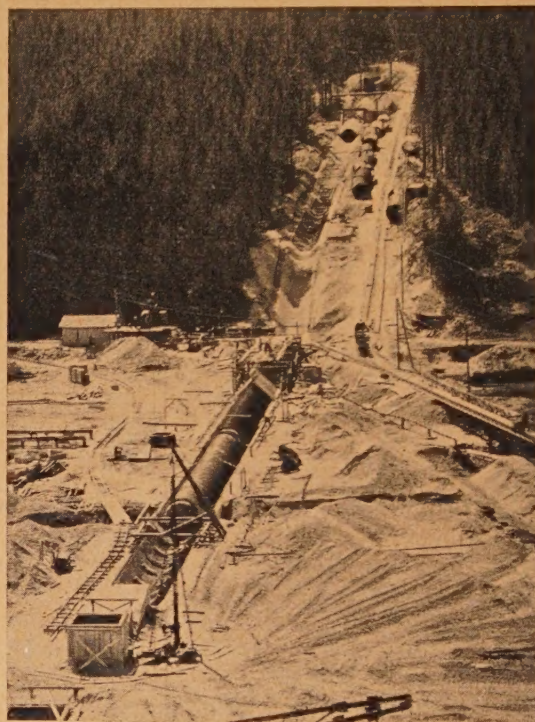


Abb. 3. Teil der Dükerstrecke. Im Vordergrund Anschluß der Rohrleitung an die Senkkastenstrecke. Oben an der Waldschneise Beginn des Grasbergstollens.

3. Isardüker.

Zur Verbindung des Grasbergstollens mit dem Hochkopfstollen muß das Isartal überquert und die Isar selbst unterfahren werden. Die dafür vorgesehene Rohrleitung hat einen lichten Durchmesser von 2,60 m und wurde als Zitronenprofil mit einem inneren Stahlrohr von 3 bis 4 mm Blechstärke ausgeführt. Das Stahlrohr diente als Dichtung und nimmt gleichzeitig einen Teil des Wasserdrucks auf, so daß die Bewehrung des Zitronenprofils entsprechend verringert werden konnte. Die von der Firma Kuntze, Süßen, hergestellten Stahlrohre wurden in Schüssen von 9 m Länge angeliefert und zu 36 m langen Rohrstützen zusammengeschnitten, nachdem die einzelnen Rohrschüsse auf Sätteln in einen Graben verlegt waren (Abb. 3). Zwischen jedem Abschnitt von 36 m blieb eine Fuge von 3 m zum Ausgleich der Schwindspannung offen. Das zusammengeschnittene Rohr wurde an den Enden mit Deckeln versehen, mit Wasser gefüllt, das bis zu etwa 60% des Betriebsdrucks gespannt wurde. In diesem Zustand wurde das Stahlrohr mit Beton ummantelt und erst nach dessen Erhärtung entleert. Nach Betonierung sämtlicher Rohrschüsse wurden die Fugen geschlossen. Im Innern des Stahlrohres war Baustahlgewebe eingeschweißt, das als Bewehrung und als Träger des 2 cm starken Torkretputzes diente.

Die Unterdükerung der Isar erfolgte mit Hilfe von zwei 46 m langen Senkkästen, in die die Stahlrohre eingebaut waren (Abb. 4). Nach Verbindung der beiden Senkkästen mit Hilfe eines Spun-

kastens war die gesamte Rohrleitung geschlossen. Die Probe-
ng ergab eine praktisch vollkommene Dichtigkeit der Leitung.

4. Baustelleneinrichtung.

Unterbringung der Belegschaft hatte der Auftraggeber, die
nwerk A.G., ein Wohnlager für 500 Mann mit Kantine und
übrigen notwendigen Einrichtungen erstellt, das während des
betriebs voll belegt war.

Die Baustelleneinrichtung stand das normalerweise hoch-
erfreie linke Ufer der Isar zur Verfügung. Der Stollenmund
Hochkopf- und Grasbergstollen wurde durch zwei 75 und
n lange Schrägaufzüge, die jeweils einen Höhenunterschied
etwa 30 m überwinden, erreicht. Zum rechten Isarufer und den
erhängen führte eine 200 m lange Baubrücke über die Isar
deren Vorland. Zur Aufbereitung der aus der Isar gewon-
n Zuschlagsstoffe wurde oberhalb des Lagers eine Sieb- und
anlage errichtet, die mit Rüttelsieben ausgestattet war.
oben lagen die Herstellplätze für die Betonformsteine, die zur
leidung des Grasbergstollens und Hochkopfstollens dienten.
stätten und Kompressorhaus wurden am Fuß der Hochkopf-
e zwischen Düker und Lager erstellt. Die Kompressoren hatten
Ansaugleistung von zusammen 50 m³ Luft/min. Hinzu kamen
zwei mit Dieselmotoren angetriebene Reservekompres-
a mit 25 m³/min Leistung. Die Betonmischanlagen für die
en wurden in der Nähe des Stollenmundes aufgebaut und die
lagstoffe in kleineren Silos, die einen Zweitagebedarf auf-



Abb. 4. Isardüker, Senkkasten.

nahmen, gelagert. Für die Mischanlage der Dükerrohrleitung wur-
den die abgemessenen Zuschlagstoffe direkt von der Aufbereitungs-
anlage angefahren. Der Beton wurde durch Pumpen eingebracht.

Die Bauarbeiten waren durch zwei verhältnismäßig milde Winter
begünstigt und wurden durch keine größeren Hochwasser gestört.

Hyperbolischer Kühlturm auf Zeche Wilhelmine Viktoria in Gelsenkirchen.

Der hyperbolische Kühlturm ist von der Wayss & Freytag A.G.
nmen mit der Maschinenbau-Aktiengesellschaft Balcke, Bochum,
Jahre 1938 in Deutschland eingeführt worden. Bis Kriegsende
en in Mitteldeutschland 21 hyperbolische Kühltürme für Lei-
gen bis 12 000 m³ je Stunde errichtet. Der erste Turm in
Deutschland wurde 1947/48 auf der Zeche Wilhelmine Viktoria
Gelsenkirchen für eine Leistung von 9000 m³/h bei einer Kühl-
von 32 auf 25° erbaut (Abb. 1). Das zu kühlende Wasser wird

wurden für ein Gefälle von +35° innen, auf -10° außen, eine
Wärmeübergangszahl $\alpha = 10 \text{ Cal/m}^2$ und eine Wärmeleitzahl von
1,5 Cal/mh ermittelt. Während der Einfluß von Eigengewicht und
Winddruck nur geringe Beanspruchungen hervorruft, sind die
Wärmespannungen für die Bemessung der Bewehrung ausschlag-
gebend. Die Wandstärke beträgt 10 cm im oberen Teil der Schlot-
wand und nimmt im unteren Drittel bis auf 33 cm zu. Die Be-
wehrung ist innen und außen als Ring- bzw. Längsbewehrung ange-
ordnet. Die Schlotwand ruht auf 72 Schrägstützen, deren Quer-
schnitt zur Erzielung eines möglichst großen Luftdurchgangs ach-
teckig mit einem einbeschriebenen Kreis von 33 cm gewählt ist.
Die aus statischen und kühltechnischen Gründen besonders schlank
ausgebildeten Stützen halten den Schlotmantel dank ihrer Elastizität
frei von Kräften, die senkrecht zur Mantelfläche wirken. Sie über-
tragen alle Lasten auf die Wand des Wasserbehälters und das
Ringfundament. Neben der statisch erforderlichen erhält dieses
eine zusätzliche Bewehrung zur Aufnahme der durch Bergbau her-

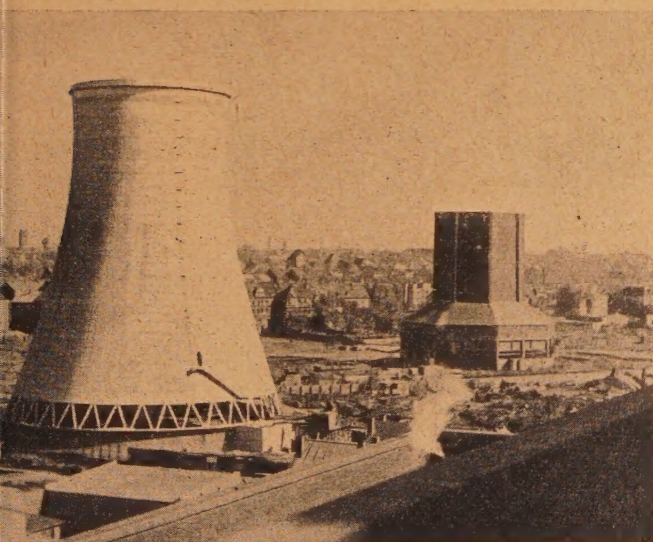


Abb. 1. Hyperbolischer Kühlturm in Gelsenkirchen. Ansicht.

ch einen Zulaufkanal mit Steigerrohr in der Mitte des Kühlturms
geführt, durch ein Rinnensystem aus Holz auf den Rieselerneinbau
teilt und in einem Wasserbehälter gesammelt.

Der wichtigste bauliche Teil des Kühlturms ist die Schlotwand.
Sie hat die Form eines Rotationshyperboloids, dessen größter
Durchmesser 42,50 m beträgt und auf 22,20 m im Scheitelpunkt der
Haupt-Hyperbel 7 m unter Turmoberkante abnimmt. Die Turm-
höhe beträgt 51,00 m. Die Schlotwand ist für Eigengewicht, Wind-
druck und Wärmespannungen berechnet, wobei die bei Rotations-
tellen üblichen Verfahren angewendet wurden. Für den Einfluß
des Windes wurden die Vorschriften von DIN 1055 für kreis-
förmige Baukörper zugrunde gelegt. Die Wärmespannungen

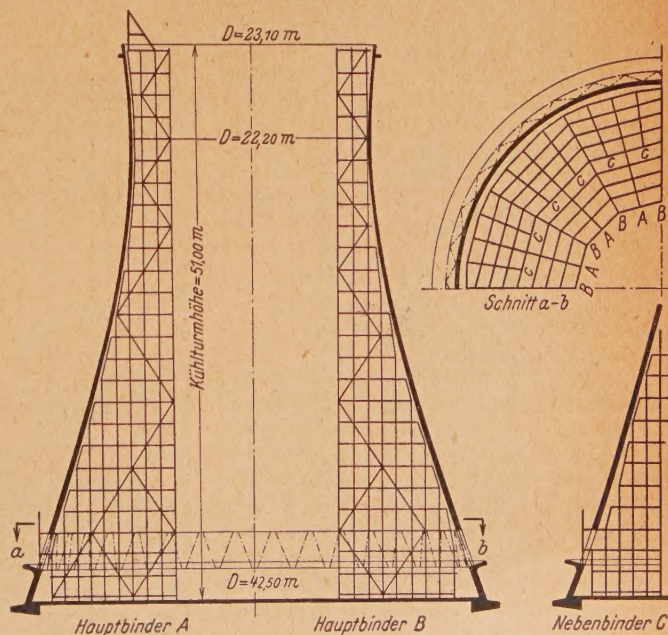


Abb. 2. Hyperbolischer Kühlturm. Schnitte mit Gerüst.

vorgelieferten Zerrungs- und Pressungskräfte. Die Sohle des Wasserbehälters wird durch eine 15 cm starke Stahlbetonplatte gebildet, die radial und längs des Ringfundaments durch Fugen aufgeteilt ist.

Die Ausführung stellt besonders hohe Ansprüche an das Gerüst. Die Erzielung der genauen Schalenform erfordert große Standfestigkeit und Genauigkeit. Bei der Größe des einzurüstenden Raumes von 26 500 m³ erfüllte das Stahlrohrgerüst diese Forderungen vollkommen und bot darüber hinaus große Vorteile hinsichtlich eines sparsamen Aufwands und der vereinfachten Aufstellung (Abb. 2). Das Gerüst bestand aus 24 radial angeordneten Bindern, die die Lasten der mit dem Baufortgang wandernden Bühnen aufnehmen hatten. Die Binder sind durch räumliche Diagonalverbände verbunden und so gegen Verdrehen durch Windkräfte gesichert. Insgesamt wurden 120 t Stahlrohre $\varnothing$ 2" und 18 000 Kupplungen und Verbinder verwendet. Die Arbeiten an der Betonschale erforderten neben dem Innengerüst ein solches von außen. Dieses wurde als Hängegerüst ausgebildet. Seine Betriebssicherheit, leichte Montage und Handhabung erforderte besondere

Beachtung. Es bestand aus Hängkörben aus Stahlrohren, die durch Laufstege aus Holz miteinander verbunden waren. Das Anheben und Ablassen besorgten Schneckenradwinden. Aufgehängt wurde das Gerüst an Auslegern, die am Innengerüst befestigt waren und mit diesem hochwanderten. — Die Schalung des Mantels wurde Kletterschalung ausgebildet.

Die einzelnen Stahltafeln boten neben der häufigen und vielseitigen Benutzbarkeit, der leichten Handhabung und dem dichten Fugenverschluß den Vorteil der leichten Anpassung an die veränderliche Schalfläche.

An die Schlotwand wird vor allem die Forderung der Wasserdichtigkeit gestellt. Die Bewehrung mußte sowohl gegen die Angriffe des sich ständig niederschlagenden Wasserdampfes als auch gegen die der säurehaltigen Luft des Industriereviere geschützt werden. Der Beton des Mantels wurde mit 350 kg/m³, der der Schrägsäulen mit 400 kg/m³ Zement hergestellt und mit Tauchrütteln verdichtet. Besondere Aufmerksamkeit wurde auf die Behandlung der unvermeidlichen Arbeitsfugen verwendet.

Die neue Kanalhafenbrücke Heilbronn.

Über die Kanalhafenbrücke vom Jahre 1931 wurde in dieser Zeitschrift berichtet¹⁾. Eine ausführliche Baubeschreibung der neuen Kanalhafenbrücke folgt in Heft 8 durch Baurat Willy Stöhr, Heidelberg.

Die alte Kanalhafenbrücke wurde im Frühjahr 1945 zerstört. Das statische System war eine Dreigelenkbogenscheibe mit einer Spannweite von

112,80 m, bestehend aus vier Tragwänden, die über die Kämpfer 9,90 m ausladen. Eine breite Straße am linken und Industriegleise am rechten Ufer wurden mit frei aufliegenden Seitenöffnungen von 20,67 m überbrückt. Die Kämpfer lagen tief unter Gelände; die Pfeilhöhe betrug 13,70 m und das Pfeilverhältnis 1 : 8,25.

Für die am 1. November 1948 begonnene und im Rohbau fertiggestellte neue Brücke (Abb. 1) wurde als System ein Dreigelenkrahmen mit Vorspannung gewählt, dessen erstmalige Ausführung sich bei der Herdbrücke über die Donau in Ulm als wirtschaftlich erwiesen hat²⁾. Als Vorspannglieder wurden Brückenspannseile aus blankem Patent-Gußstahlseil von 38 mm Durchmesser verwendet. Der Brückenquerschnitt besteht aus zwei voneinander unabhängigen kastenförmigen Hohlrippen von je 4,0 m Breite, zwischen denen ein lichter Abstand von 3,20 m verbleibt. Die dazwischenliegende Fahrbahnplatte ist gelenkig an die Hohlrippen angeschlossen.

Die alte Brücke war bis Außenkante Gesims 12,80 m breit, die Breite der neuen Brücke beträgt 15,00 m, diese ist also um 2,20 m breiter; hierbei ist die Fahrbahn von 8,50 m auf 11,00 m, also auf Kosten der Gehwege, um 2,50 m verbreitert worden. Die neue Brücke war für Klasse IA und zweigleisigen Straßenbahnverkehr mit 2,0 t/m zu berechnen, während die frühere Brücke nach Brückenklasse I für die damalige 23-t-

Walze und einen Straßenbahnzug mit zwei Anhängern berechnet war. Vorerst wird nur ein Gleis in Fahrbahnmitte verlegt.

Die Abmessungen der alten Bogenwiderlager reichen für die breitere Brücke aus; die Neigung der Schlußkräfte auf die Bodenebene lag nicht ungünstiger als früher; die größte Kantenpressung am Fundament wuchs auf 7,7 kg/cm² an. Die alten Gelenkquader

waren freizulegen, was man dazu benutzte, den Widerlagerhals über die Uferböschung sichtbar heraufzuführen, um gleichzeitig den Ansatz für den angestrebten geschrägten Ausleger zu verbessern (Abb. 2) und um das einseitige Gleis an der Böschungskante durchzuführen, so konnte das bisher vor der Brücke stumpf endete. Die Spannweite der neuen Brücke wurde auf diese Weise um 5,0 m auf 107,80 m und die

Pfeilhöhe um 2,55 m auf 11,15 m verringert. Das Pfeilverhältnis ergab sich damit zu 1 : 9,7. Das ganze Tragwerk ladet 11,80 m über die Kämpfer nach den Seitenöffnungen aus, die eine Stützweite von 21,30 m haben. Die Verbreiterung der Brücke hat zur Folge, daß die Randträger der Seitenöffnungen, die an die Bogenscheibe bündig anschließen, vor der Flucht der alten Widerlager liegen und deshalb am Endauflager durch einen Querträger abgefangen wurden.

Bei der alten Brücke war die Bogenscheibe durch einen Kreisbogen mit 190 m Halbmesser ausgerundet und die Ausleger gegen die Seitenöffnungen vertikal abgegrenzt. Die neue Brücke ist durch ihre moderne Formgebung bemerkenswert, die zunächst noch umstritten sein mag. Sie erinnert an einen flachgestreckten Tudorbogen, der nach einer Stilbeschreibung der englischen Gotik ein eigenartiges, vornehmliches aber auch trotziges Aussehen gibt. Die Gradiante ist im Scheitel mit einem Halbmesser von 2000 m ausgerundet und geht mit 2,4% Gefälle in die Rampen über.



Abb. 1. Die neue Kanalhafenbrücke Heilbronn.



Abb. 2. Kämpferausbildung.

¹⁾ B. u. St. 45 (1950), Heft 1, S. 3/6.

²⁾ Bauing. 25 (1950), Heft 5, S. 153/159.

Konstruktionshöhe des Scheitels beträgt nur 1,78 m und die in der Ansicht 2,03 m. Die untere Bogenleibung ist dort zu den Seiten auf 9,0 m geradlinig. Die beiden Bogenhälften stoßen in einem Winkel von 172° zusammen. Die rechteckigen Öffnungen in der äußeren Tragwand dienen der Belebung der Ansichtsflächen, sie entlüften zudem den Hohlraum der Kastenrippen und versehen diesen mit Tageslicht.

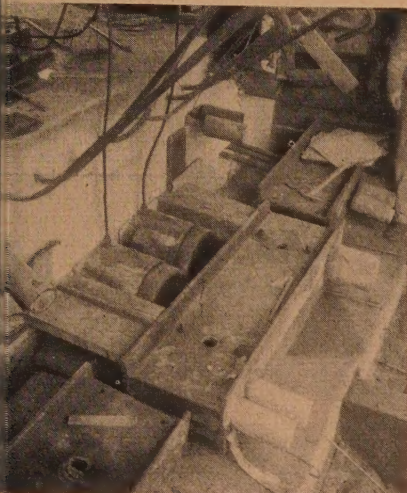


Abb. 3. Vorspannvorrichtung.

Spannung der oberen Zugzone war im Gegensatz zur Herdbrücke vollkommen möglich; es verblieb bei ungünstigster Verlastung ein Zugspannungsrest von 11 kg/cm^2 , der aber von untergeordneter Bedeutung ist und durch Betonstahl I gedeckt wurde. Die Seile sind in drei Lagen in flacher Neigung gegen das Ausseende nach unten geführt und an den Enden in Seilköpfen gegossen, die hinter Traversen aus I-Profilen verankert sind. Spannen der Seile werden zwischen Traverse und dem montierten Auslegerbeton hydraulische Pressen angesetzt. Der übende Pressendruck wird an Manometern abgelesen; zum Vergleich wird die vorberechnete Seildehnung am Kolben der

Pressen überprüft. Aus Abb. 3 ist die mittlere Traverse der mittleren Seillage nach vollzogener Vorspannung ersichtlich. Um die Pressen wiederzugewinnen, werden seitlich der Pressen Stahlstützen aus I-Profilen eingebaut und zusammen mit den Traversen einbetoniert. Wie aus Abb. 4 hervorgeht, werden die Seile in Gruppen von zwei und drei Stück in Kanälen aus Betonfertigstücken durch das massive Auslegerende zu den Endverankerungen geführt. Sie werden mit 55% der Zugfestigkeit von $16\,000 \text{ kg/cm}^2$, also mit 8800 kg/cm^2 vorgespannt, wovon für Kriechen und Schwinden 1500 kg/cm^2 in Abzug gebracht werden, so daß die wirksame Vorspannung 7300 kg/cm^2 beträgt.

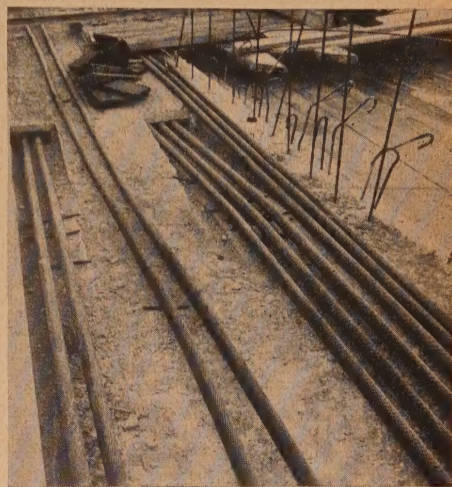


Abb. 4. Führung der Spannseile zur Verankerung.

Bemerkenswert sind die Baustoffersparnisse gegenüber der alten, um 2,20 m schmälere Brücke. Die Einsparung an Bewehrungsstahl beträgt (Drahtseile, Zubehör und sonstige Bewehrung aus Betonstahl I) zusammen rund 40% und die an Betonmassen 16%, je für den großen Bogen mit Auslegern ohne die Seitenöffnungen gerechnet. Nach diesen Feststellungen dürfte die Wirtschaftlichkeit der neuen Ausführung erwiesen sein.

Als dritte Brücke des beschriebenen Systems wird zur Zeit die Aubrücke über den Neckar bei Münster ausgeführt, die eine Spannweite von 71,0 m aufweist.

Speicherbau in Bremen.

Ein umfangreicher Hochbau wurde in den Nachkriegsjahren im Hafen zu Bremen errichtet. Planungsstelle und Auftraggeber ist das Hafenbauamt Bremen. Der Auftrag für Erstellung der tragenden Konstruktion wurde der Firma Wayss & Freytag übergeben. Der Auftrag rammte die Frankipfahl-Baugesellschaft den Baufrost.

Bei der Auftragserteilung vor der Währungsreform waren nicht die finanziellen Gesichtspunkte für die Auftragsvergabe allein maßgebend, sondern geringer Arbeitseinsatz und größtmögliche Baustoffersparnis, vor allem an Holz und Stahl. Die zur Ausführung gelangte Konstruktion der Firma Wayss & Freytag erfüllte die Forderung.

Planung und Ausführung sollen nach Abschluß des Bauvorhabens in einem ausführlichen Aufsatz beschrieben werden.

Um das Bauwerk (Abb. 1) richtig einschätzen zu können, werden folgende Angaben gemacht:

1. Länge 226 m, Breite 30 m, Höhe über Planum 27 m,
2. Nutzlast auf den Böden $1,5 \text{ t/m}^2$, im Erdgeschoß und Keller $2,0 \text{ t/m}^2$,

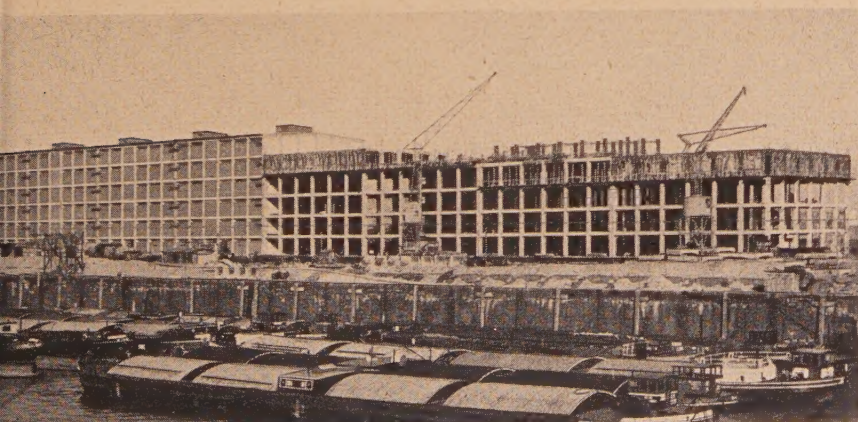


Abb. 1. Gesamtansicht des Speichers im Hafen zu Bremen. (2. Hälfte noch im Bau).

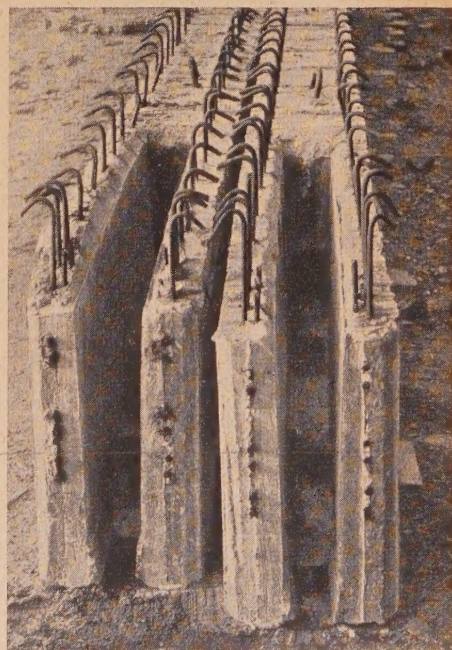


Abb. 2. Spannbetonträger (schlitzförmige Aussparungen zur Sicherung des monolithischen Zusammenhangs).

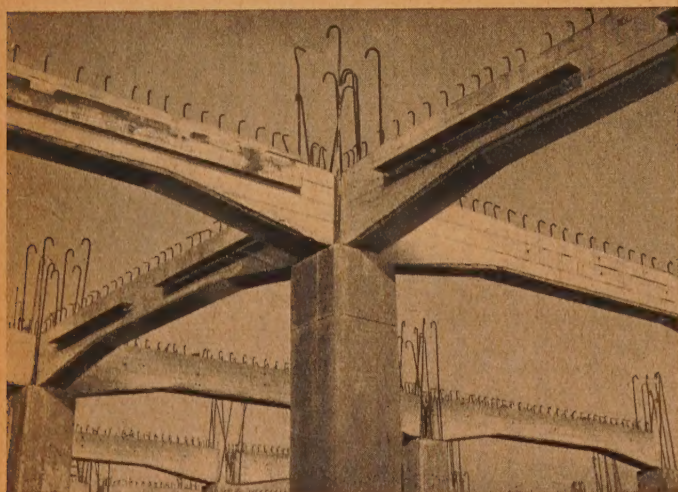


Abb. 3. Verlegte Spannbetonträger (z. T. mit Vorrichtungen zur Aufnahme der freitragenden Deckenschalung).



Abb. 4. Decke nach dem Ausschalen.

3. Deckenunterzüge in beiden Richtungen nur zwischen den Stützen als Fertigteile aus Spannbeton B 450 mit Spannbetonstahl St 70/110 der Friedrich-Alfred-Hütte (Abb. 2) dienten zuerst als Träger für die Deckenschalung (Abb. 3),
4. Stützen und Deckenplatten aus Ortsbeton B 300 mit St 37 zwischen bzw. auf Stahlschalung.

Die Deckenuntersicht nach dem Ausschalen zeigt Abb. 4. Mit den Rammarbeiten für das Bauwerk wurde am 23. Juni 1948 begonnen. Die Hälfte des Speichers mit über 20 000 m² nutzbare Fläche wurde am 31. Dezember 1949 in Betrieb genommen. Die zweite Hälfte soll bis zum 1. Oktober 1950 dem Betrieb übergeben werden.

Druckluftgründung der Pfeiler der Donaubrücke Linz¹⁾.

Als Beispiel für die Entwicklung der Gründungen mit Druckluft soll im folgenden die Gründung der Strompfeiler der Donaubrücke Linz (Abb. 1) kurz beschrieben werden. Es handelt sich hier um die Gründung auf einer labilen Flußsohle, die bei der großen Schleppkraft des Donauwassers und der eingegengten Baustelle große Anforderungen an die Gründungstechnik stellte.

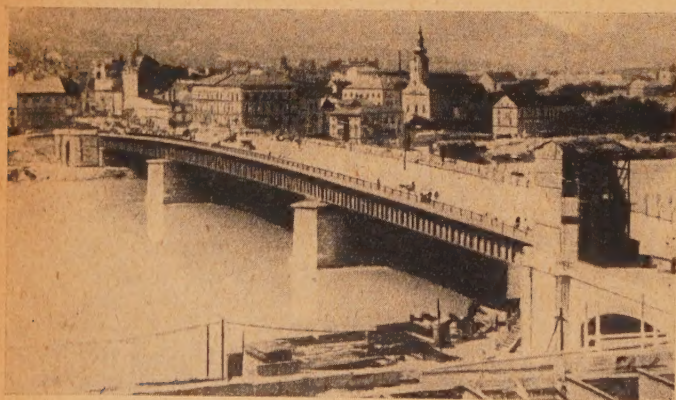


Abb. 1. Neue Donaubrücke bei Linz.

Die Senkkästen der Strompfeiler wurden 3,5 km stromab der Baustelle gebaut, mit Spindeln zu Wasser gelassen, mit sehr kleiner Tauchtiefe eingeschwommen und dann an Ankern hängend auf die sich durch Kolkbildung dauernd ändernde Flußsohle abgesetzt.

Die neuen Pfeiler mußten in zwei der fünf Öffnungen der alten Brücke angeordnet werden (Abb. 2 u. 3), deren Pfeiler erst nach

Fertigstellung der neuen Brücke abgebrochen werden konnten. Der unverbaute Flußquerschnitt bei 0,3 a. P. Linz betrug 960 m². Die alten Pfeiler verringerten ihn um 7% und die neuen Pfeiler mit einem ganz leichten Arbeitsgerüst um 12,6%, so daß mit einer vorübergehenden Verbauung von 20% zu rechnen war. Dadurch traten schon bei MW an den engsten Stellen Wassergeschwindigkeiten von über 3 m/s ein, die im unverbauten Querschnitt erst bei HHW von 8000 m³/s erreicht wurden und mit denen man beim Bau rechnen mußte. Das Geschiebe der Donau ist sehr be-

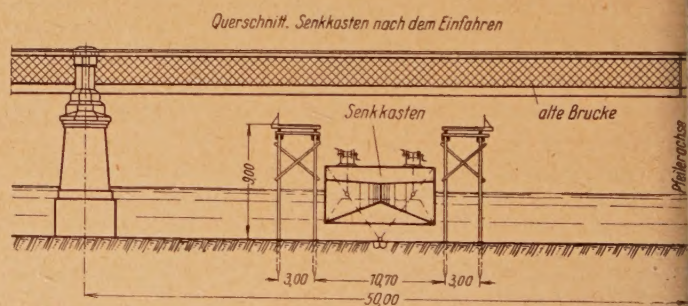


Abb. 3. Leichte Gerüste zur seitlichen Führung der Senkkästen.

weglich und hochempfindlich gegen Lagerungsstörungen, weil der Feinkornanteil in der Geschiebemischung fehlt. Der Geschiebetransport beginnt im unverbauten Querschnitt schon bei MW ohne Störungsursachen. Geringe Einbauten bedingen erhebliche Sohlenveränderungen und verursachen neue umfangreiche und außerordentlich starke Störungsvorgänge.

Es durften daher nur die allernötigsten Einbauten gemacht werden, die Senkkästen konnten also nicht an der Absenkstelle

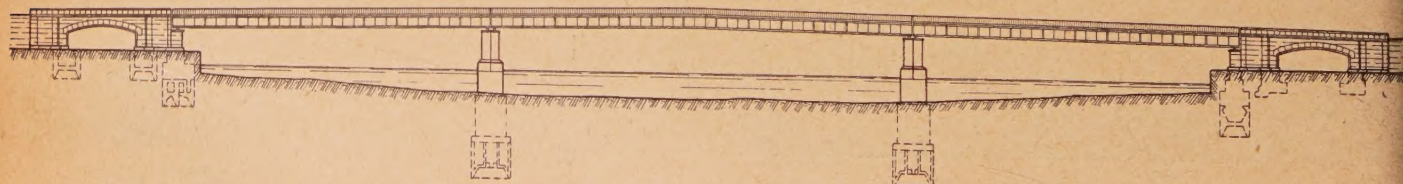


Abb. 2. Ansicht der neuen Brücke.

¹⁾ Auszug aus dem Vortrag von Dr.-Ing. Kurt Lenk: Druckluftgründungen, gehalten am 6. April 1949 auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Wiesbaden.

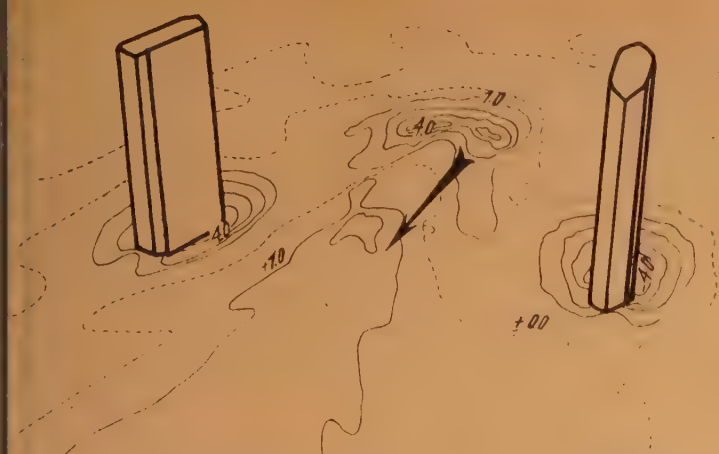


Abb. 4. Sohlenrelief nach Absetzen des Senkkastens mit Schwimmbug

gestellt werden. Die Senkkasten waren 37,6 m lang, 9 m breit. Unterbauten wurden mit 4,90 m Höhe 3,5 km unterhalb im Verhafen auf Gerüsten gleichzeitig gebaut und mit Spindeln zu verlassen. Sie wogen rd. 600 t. Es war schwierig, diese Senkkasten über eine auf dem Einschwimmen vorhandene Undie Heilhammer Furt, hinwegzubringen, so daß unter Berücksichtigung der in der Bauzeit wahrscheinlichen Wasserspiegelnur die für einen Eisenbetonsenkkasten außerordentlich kleine Tauchtiefe von 2,15 m zugelassen werden konnte. Um dies zu erreichen, wurde beim Ausschwimmen die Arbeitskammer mit Druckluft gefüllt und das Luftkissen auf einen Holzboden stabilisiert. Beim Einschwimmen wurde ein Kompressor, der dauernd Luft zupumpte, auf dem Senkkasten und Abblasventile in der Arbeitskammer angebracht, um dafür, daß kein Überdruck entstand.

Berdem konnten an der Absenkstelle nur leichteste Gerüste gerammt werden, die lediglich die seitliche Führung des Senkkastens gewährleisteten (Abb. 3). Stärkere Gerüste, die auch eine Verankerung der Senkkasten gegen die Strömung ermöglichten, waren nicht ausführbar. Sie hätten die Kolkungen, die, wie sich zeigte, schon infolge der leichteren Gerüste auftraten, zu sehr gesteigert. Wir entschlossen uns daher, die Senkkasten nach dem Einschwimmen mit Anker gegen die Strömung zu halten.

Ein Bedenken geltend gemacht wurden, ob Anker die Senkkasten gegen die Strömung zu halten vermögen, weil die Flußtiefe bis 3 m Tiefe in Bewegung sei, wurde beim rechten Strom-

pfeiler der Versuch gemacht, durch eine keilförmige Schirmwand und seitliche Abwehrwände an der Absenkstelle eine Wasserberuhigung zu erzielen, damit der Senkkasten in dem ruhigen Wasser mit kleineren Kräften gehalten werden kann. Es blieb beim Versuch, denn nach der Rammung war die Spundwand durch große Kolke bereits gefährdet, und im Unterwasser behinderten Anlandungen das Einschwimmen. Gleichzeitig wurden Versuche im Flußbau-Laboratorium Karlsruhe nach einem Gutachten von Prof. Dr. Wittmann durchgeführt. Es entstanden Kolke bis 7 m und Anlandungen bis 3 m, die mit der Beobachtung in der Natur gut übereinstimmten. Weitere Versuche klärten dann die Sohlenveränderungen, die ohne Spundwände lediglich durch das Einschwimmen und Absetzen der Senkkasten auftraten bei 4,10 m Wassertiefe. Die besten Ergebnisse wurden erzielt, wenn der Senkkasten einen Schwimmbug erhielt. Abb. 4 ist das Sohlenrelief des Versuchs nach dem Absetzen des Senkkastens auf die Sohle. Es geht hieraus hervor, daß mit erheblichen Freilagen des Senkkastens gerechnet und dafür Sorge getragen werden mußte, daß der Senkkasten zur Zeit der Kolkbildung hinterlastig wird, damit er nicht in den Kolk abstürzt. Damit war der Vorgang des Absetzens festgelegt, und es war nur noch die Ankerkraft zu be-



Abb. 5. Einschwimmen des Senkkastens.

stimmen und das Ankergeschirr zu bemessen. Einer Veränderung der Ankerlage wurde durch Einschaltung von Winden in die Verankerung Rechnung getragen. Die Ankerkraft bei + 0,30 a.P. wurde rechnerisch zu 5,13 t ermittelt, sie wäre bei HW auf 19 t angewachsen. Nach dem Aufsitzen des Senkkastens war bei HW mit 8,7 t zu rechnen. Man mußte aber auf das Auftreten größerer Kräfte gefaßt sein. Es wurde eine Ankertrosse von 25 mm Durchmesser und etwa 170 m Länge gewählt.

Das Ankergeschirr bestand aus einem Rechenanker von 2,6 t und zwei Schiffsankern von je 560 kg, die durch Ketten verbunden, in einem Abstand von 50 bis 70 m hintereinander verlegt wurden. Der Dampfer „Austria“ der Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft (D. D. S. G.) entfaltete dann seine 700 PS bei Rückwärtsfahrt an der Trosse, so daß man auf eine sichere Tragfähigkeit der Ankertrosse von 18 t schließen konnte.

Zum Einschwimmen wurden zwei Motorschiffe hart längs des mit Schwimmbug versehenen Senkkastens gelegt und ein Raddampfer im Vorspann angeordnet; zusammen hatten sie 2400 PS Maschinenleistung. Zuerst wurde der Senkkasten des linken Strompfeilers eingeschwommen (Abb. 5), weil beim rechten noch die Probespundwand stand. Dabei mußte eine kleine Hochwasserwelle benutzt werden, so daß alle Maßnahmen nur kurzfristig zu treffen waren. Das Aufschleppen in der Donau bis an die Baustelle dauerte etwa vier Stunden. Das Einfahren gestaltete sich bei beiden



Abb. 6. Der Senkkasten beim Einschwimmen an seinen Platz.

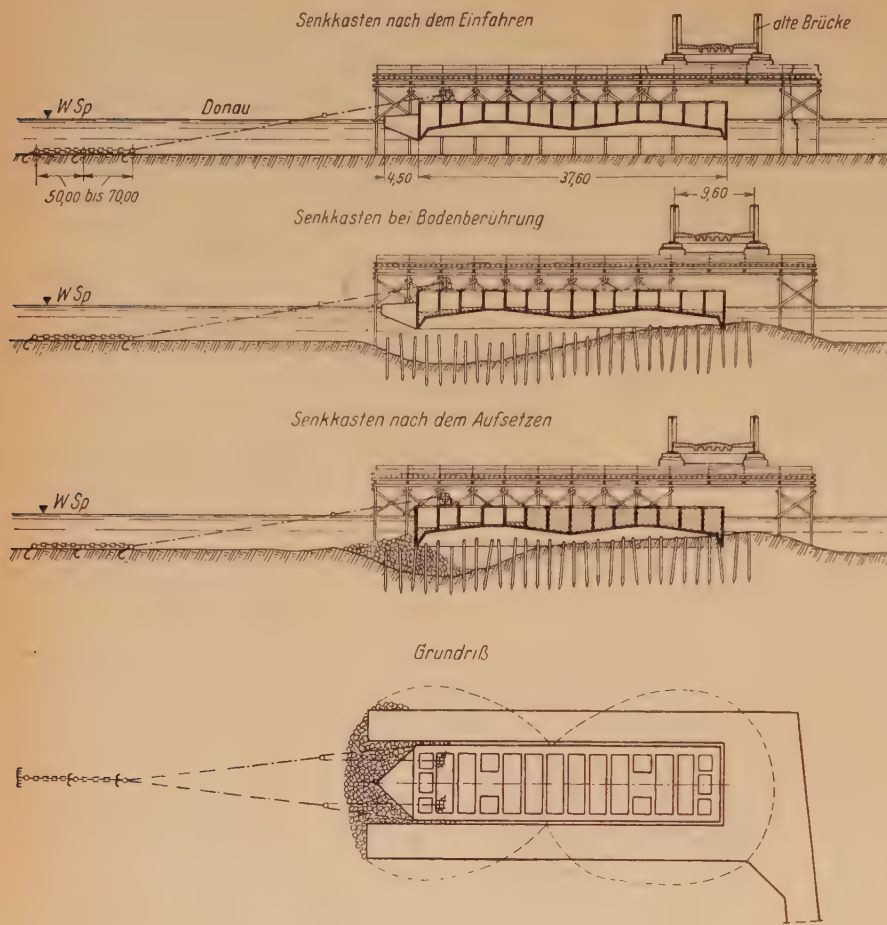


Abb. 7. Das Absetzen eines Senkkastens.

Senkkasten verschieden. Beim ersten legte der Schleppzug vorher am Landekai der D. D. S. G. an, der zweite wurde in einem Zug eingefahren. Nachdem der Vorspanndampfer unterhalb des Führungsgerüsts ankam, wurden Trossen vom Senkkasten zu zwei 5-t-Winden auf dem Führungsgerät, die an den Pfeilern der alten Brücke gesichert wurden, gezogen, damit ein Teil der Schleppkraft aufgenommen werden konnte. Der Raddampfer legte ab, umfuhr das Gerüst und übernahm oberhalb der Baustelle seine durch das Führungsgerüst gereichte Schlepptrosse von neuem. Er legte sich vor Anker, verholte mit seinem Spill den Senkkasten an seinen Platz, und die Trosse wurde an dem Ankergeschirr befestigt (Abb. 6).

Das Absetzen der Senkkasten war besonders beim linken Pfeiler schwierig. Die Schleppkraft des unter dem Senkkasten beschleunigten Wassers hatte einen nicht bekannten Pfahlrost freigelegt, der sogar verhinderte, daß zunächst die richtige Seitenlage des Senkkastens eingehalten werden konnte. Es dauerte einige Zeit, bis man feststellte, warum der Senkkasten dem Manöver nicht gehorchte. Bei der Kolkgefahr und den wechselnden Wasserständen war es nicht möglich, den Senkkasten durch Fluten der Hohlräume abzusetzen. Er mußte vorher schwimmend aufgehört werden, und dann mußte die Hinterlastigkeit durch Betonfüllung der unterstromigen Zellen hergestellt werden. Dabei bildeten sich in der erwarteten Weise Kolke und Anlandungen. Abb. 7 zeigt drei Phasen des Absetzens:

1. den schwimmenden, an den (verkürzt dargestellten) Ankertrossen hängenden Senkkasten,
2. die erste Kolkbildung, das Freispülen des alten Pfahlrostes und die Bodenberührung des Senkkastenhecks und

3. das weitere Aufsetzen der Schneide auf den Boden und die Kolkbekämpfung am oberstromigen Ende.

Die unterstromigen Zellen des Aufbaues sind hier betongefüllt, die oberstromigen leer. Es mußte peinlichst auf die Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen geachtet werden. Dabei war die Arbeitskammer unter Druckluft gesetzt und der Ausbau des Schwimmbodens vorgenommen worden. Ehe eine weitere Entlastung möglich war, mußten die unter den Schneiden befindlichen Pfähle scheinbar entfernt werden. Man mußte dann noch Kreuzstapel einbauen, um den Senkkasten in genügendem Maße unterstromig zum Absenken belasten zu können. Die reguläre Absenkung konnte erst nach etwa 3 m Eindringungstiefe beginnen, und dann kamen Findlinge, die die Arbeit erschwerten. Abb. 8 zeigt die alte Brücke mit den beiden an Ort gebrachten Senkkästen an ihren Gerüsten.

Beim rechten Strompfeiler waren die Absetzschwierigkeiten nicht so groß, weil der Senkkasten bei einem etwas höheren Wasserstand eingeschwommen werden konnte und bezüglich der Einhaltung der Seitenlage keine Hindernisse bestanden. Der Pfahlrost war aber auch hier vorhanden. Die hier geschlagene Spundwand und die Auflandungen brauchten indessen nicht beseitigt zu werden. Für kurzzeitiges höheres Wasser mit 0,4 m ließ, nachdem mit dem Ziehen einiger Spundbohlen begonnen war, die gesamte Spundwand und die Auflandungen spurlos verschwinden. Beim Absenken des Senkkastens mußten wir aber etwa 5 m Tiefe Teile der Spundwand

autogen in der Arbeitskammer herausschneiden, da sie als Hindernisse unter den Schneiden lagen.

Das ist der seltene Fall einer Druckluftgründung, bei der das Absetzen des Senkkastens auf die Sohle die Hauptaufgabe bildet. Die Arbeiten wurden in einer Arbeitsgemeinschaft durchgeführt.



Abb. 8. Die alte Brücke mit den beiden Senkkästen.

Der Bau von zwei Spannbetonbrücken.

A. Allgemeine Hinweise.

Sommer 1949 wurden von der Wayss & Freytag A.G. zwei Brückentragwerke gebaut, die als Anwendungen des Spannbetons in einem Verfahren Freyssinets bemerkenswert sind. Mit diesen Brücken ist in Deutschland an eine Entwicklung angeknüpft, die Frankreich eine Reihe eleganter und wirtschaftlicher Neubauten verdankt. Das Verfahren läßt deutlich eine außerordentliche Anpassungsfähigkeit erkennen.

Spannbetonbauteile mit voller Vorspannung sind bekanntlich durch ihre Eigenschaften gekennzeichnet, daß dem wechselnden Spannungszustand während der Lasten ein willkürliches, praktisch konstantes System der Spannungen derart überlagert wird, daß die resultierenden Spannungen an allen Stellen und zu jeder Zeit den Beton nur auf die Beanspruchung beanspruchen. Bei den einfacheren Vorspannmethoden mit einer Bewehrung an Balkenträgern ist diese Voraussetzung für eine wirklich nicht erfüllt, weil nur die Längszugspannungen durch die Erzeugung von Vorspannkraften in der Hauptbewehrung überlagert werden. Wird aber die Bewehrung nach den Balkenenden abgehoben, so werden gleichzeitig die Querkraften vermindert und damit die Hauptzugspannungen in den Stegen wirksam herabgesetzt. Vollständige Anpassung an den Verlauf der Momente und Querkraften für alle Querschnitte läßt sich durch die Anwendung der Bündelbewehrung nach Freyssinet erreichen. Dabei wird die Bewehrung dem Kräfteverlauf folgend stufenweise abgehoben. So ist es möglich, die Bewehrung den Zugtrajektorien für einen mittleren Spannungszustand anzupassen.

Dieses Verfahren wurde in Frankreich in den letzten Jahren im Krieg entwickelt und später auf fast allen Gebieten des konstruktiven Ingenieurbauwes angewandt. Der Wayss & Freytag A.G. Generalisatornehmerin für die deutschen Schutzrechte des Freyssinets stehen die dort gemachten Erfahrungen zur Verfügung. Die beschriebenen Ausführungen stellen also keine Versuchssachen dar, sondern erste Anwendungen des Verfahrens in Deutschland. Die Elemente, deren sich diese Bauweise bedient, sind im folgenden beschrieben:

Die Bewehrungsbündel bestehen aus 6—18, im Normalfall aus 12 parallelen Drähten ϕ 5 mm, die um eine innere Drahtspirale angeordnet sind. Der Durchmesser der Spirale richtet sich nach der Zahl der Drähte. Ihre Ganghöhe beträgt etwa 2 mm. Die so gebildeten Bündel werden mit sehr dünnem Eisenblech umhüllt, auf und in der Schalung genau nach Zeichnung verlegt und beim Einbringen des Betons in diesen eingebettet. Das Eisenblech soll dabei die Bündel so dicht einfüllen, daß die Drähte mit dem Beton nicht in Berührung kommen können.

In jedem Ende des Bündels befindet sich ein zylindrischer Ankerkörper von 10 cm ϕ und 10 cm Höhe aus hochwertigem Beton. Sie werden an der Schalung befestigt und beim Einbringen des Betons in diesen eingebettet. Durch die gewellte Oberfläche wird die Vorspannkraft nicht nur an der Grundfläche, sondern auch entlang dem Mantel des Ankerkörpers auf den Beton übertragen. Der Beton des Ankerkörpers ist umschnürt und besitzt eine axial angeordnete konische Aussparung. Die Wandung dieser Aussparung ist mit einer Spirale aus hartem Stahldraht dicht an dicht liegend gepanzert. In diese konische Aussparung paßt ein Betonrundkeil, welcher der Drahtzahl des Bündels entsprechend Längsschnitten besitzt. Ferner ist in jedem Rundkeil zentral ein Stahlröhrchen einbetoniert, durch welches nach dem endgültigen Anspannen des Bündels Zementmörtel in den durch das Eisenblech gebildeten Bündelkanal eingepreßt wird. Dieser Zementmörtel stellt den Verbund der Drähte des Bündels mit dem Beton der Konstruktion her. Er hat weiter die Aufgabe, das Bündel gegen Korrosion zu schützen.

Mit einer doppelt wirkenden hydraulischen Spannvorrichtung Freyssinets werden die Bündel nach dem Erhärten des Betons mit der gewünschten Kraft angespannt. Sie stützen sich mit ihrem für den Durchgang der Drähte mit Aussparungen versehenen Fuß auf den einbetonierten Ankerkörper. Die Drähte werden paarweise an dem Zugring des Zylinders durch einen Keil befestigt. Die Vorspannkraft wird durch Ablesen am Dehnmesser, ferner durch Messen der Bündelverlängerung mit

einer Schublehre, außerdem durch Messung der Durchbiegung des Trägers überwacht und kontrolliert. Ist die gewünschte Vorspannkraft erreicht, so wird der zweite Zylinder an das Druckwasser angeschlossen. Sein Kolben drückt den Rundkeil in den Mutterkonus ein. Diese Kraft ist fast ebenso groß wie die Vorspannkraft im Bündel. Die dadurch hervorgerufene Pressung im Beton des Rundkeils liegt weit über 1000 kg/cm². Die entsprechende Einpreßkraft ist ausreichend, um zwischen dem Mutterkonus und den Drähten die Reibung zu erzeugen, die die zuverlässige Verankerung der Drähte des Bündels für alle Zeiten gewährleistet. Durch Versuche wurde festgestellt, daß die Haltekraft dieser Verankerung stets über der Bruchlast des Bündels liegt und daß sie auch bei Erschütterungen nicht nachläßt.

4. Der Zementmörtel wird durch das Röhrchen im Rundkeil so lange eingepreßt, bis er am gegenüberliegenden Ende des Bündels austritt. Da der Durchmesser der inneren Spirale so groß gewählt wird, daß die Drähte des Bündels nicht dicht an dicht liegen, tritt der Mörtel auch in den Zwischenraum zwischen den Drähten. Dies ist durch Aufstemmen nach dem Erhärten nachgewiesen worden.

Bei der Erzeugung der Vorspannkraften wurden eingehende Berichte über die bei den einzelnen Druckstufen der Preßpumpen beobachteten Verlängerungen der Bündel geführt und die Hebungen der Trägermitten gegen die Trägerenden gemessen. Die Bündel wurden von beiden Seiten aus zugleich gespannt, um die Reibung zu vermindern. Die Diagramme zeigten, daß die Zugkraft in der Mitte nur etwa 5—8% kleiner ist als in den Enden.

B. Baubeschreibung.

- a) Brücke im Zuge der Reichsstraße Stuttgart—Ulm über die Autobahn Stuttgart—München bei Ulm—Dornstadt (Abb. 1).



Abb. 1. Ansicht der Straßenbrücke über die Autobahn Ulm—Dornstadt

Auftraggeber: Technisches Landesamt, Abt. Autobahnen, Stuttgart.

Widerlager und Pfeiler der zerstörten Stahlbrücke, die zwischen zwei Anrampungen die Straße mit zwei Öffnungen über die Autobahn hinwegführte, waren noch vorhanden und mußten nur ausgebessert werden.

Die neue Brücke besteht aus vier Hauptträgern, die über zwei Öffnungen von je 18 m durchlaufen und in jeder Öffnung durch drei Querträger miteinander verbunden sind (Abb. 2). Die Fahrbahnplatte mit den Fußwegauskragungen ist in der Querrichtung gespannt und wirkt in Längsrichtung schon bei Aufnahme der ständigen Last mit den Hauptträgern zusammen, auch über der Mittelstütze wirkt sie konstruktiv mit, aber nur bei Aufnahme der Zugkräfte aus den negativen Momenten infolge Verkehrslast.

Das Tragwerk ruht auf Stahllagern, wobei die festen Lager auf dem Mittelpfeiler angeordnet sind. Die Ausführung als Durchlaufträger bietet den Vorteil, daß bei dem Mittelpfeiler nur ein

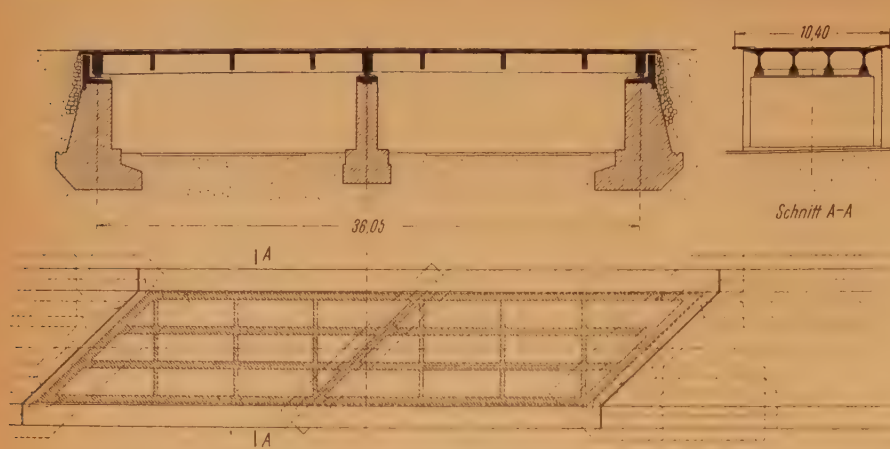


Abb. 2. Konstruktion der Straßenbrücke.

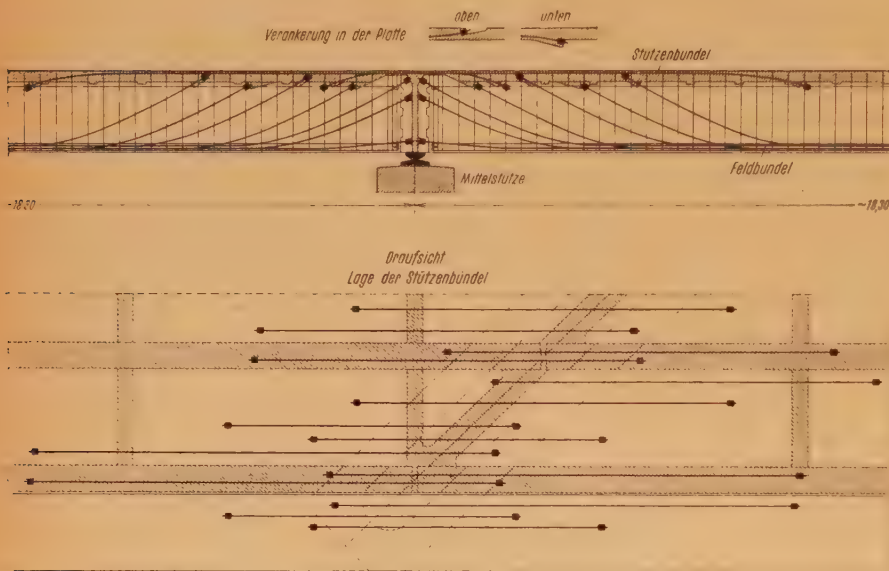


Abb. 3. Bewehrung der Hauptträger.

Lager je Träger notwendig ist, wodurch außer an Lagergewicht auch an Pfeilerbreite erheblich gespart wird.

Zu der Bündelbewehrung ist noch folgendes zu sagen:

Da bei den durchlaufenden Trägern die Bündel in den Feldern unterhalb und über der Stütze oberhalb des Querschnittschwerpunktes verlaufen müssen, ergibt sich eine Bündelführung mit mehreren Gegenkrümmungen. Hierdurch würden größere Reibungskräfte verursacht, die sich in einem starken Verlust an Vorspannkraft äußern. Die Bewehrung wurde daher in Feld- und Stützenbündel unterteilt (Abb. 3). Erstere endigen an den Stirnseiten der Träger und auf der Trägersoberseite, letztere liegen in der Fahrbahnplatte und endigen auf deren Ober- und Unterseite.



Abb. 4. Ansicht des Rohrsteigs über die Rednitz bei Weikershof.

Die Bündel werden somit schräg nach oben bzw. unten geführt. Für die Spannpresen werden schrägliegende Aussparungen vorgesehen.

b) Rohrsteig über die Rednitz bei Weikershof nahe Nürnberg-Fürth (Abb. 4)

Auftraggeber: Technische Werke Stadt Fürth.

Der Steig dient zur Überführung eines Wasserleitungsrohres von 400 mm $\varnothing$ für die Wasserversorgung von Fürth. Er besteht aus einem einfachen Balken von 2,23 m Spannweite mit U-Querschnitt, der durch einen Plattenbelag abgedeckt und gleichzeitig als Dienstbrücke benutzt wird (Abb. 5). Da die Höhe des Trägers 1,20 m $\approx 1/23$ der Stützweite beträgt, ist mit gewöhnlichem Stahlbeton nicht zu rechnen, macht das Bauwerk einen sehr eleganten und leichten Eindruck. Der Träger ruht auf den beiderseitigen Uferbauwerken in reinen Betonlagern auf, die aus einfachen Einschnürungen des Betons bestehen. Hierdurch wird auf der einen Seite ein festes, auf der anderen ein Pendellager Bauart Freyssinet gebildet, die wie Walzenlager wirken und seit 20 Jahren in Frankreich reich verwendet werden. Bei dem einfachen Balken besteht die Bewehrung aus zwei unten in der Bodenplatte gerade durchgeführten und zehn in den Wänden abgelenkten Bündeln (Abb. 6).

C. Ausführung.

Die beschriebene Bauweise setzt eine sehr sorgfältige Arbeit voraus, denn unter den Ankerkörpern treten verhältnismäßig hohe örtliche Pressungen auf, die aber die Grenzen des Zulässigen nicht überschreiten. Außerdem ist mit Rücksicht auf ein geringes Kriechmaß ein dichter und daher sehr fester Beton zweckmäßig. Bei Spannbetonkonstruktionen sind bekanntlich die Beanspruchungen des Betons und häufig auch des Stahls unter Einwirkung der Vorspannkräfte größer als jemals später im Gebrauchszustand. Die Beanspruchungen des Stahls ändern sich unter den Verkehrslasten sehr viel weniger als beim Stahlbeton. Die Änderung entspricht nur einigen Prozenten der Dauerbeanspruchung. Deshalb und weil beim Beton die Beanspruchung das Vorzeichen nicht wechselt, kommt eine Ermüdung der Baustoffe bei Spannbetonbauten nicht in Betracht.

An Geräten sind im Vergleich zu einer Stahlbetonbaustelle zusätzlich nur Spannpresen und Druckpumpen erforderlich. Die Pressen lassen sich unschwer von Hand in jeder Richtung, auch über Kopf ansetzen, wobei nur einfache Böcke zum Abstützen benutzt werden. Dies verleiht dem Verfahren den Vorzug einer großen Anpassungsfähigkeit.

Da der Bauherr eine möglichst kurze Sperrzeit der Autobahn wünschte, wurden bei der Straßenbrücke die Hauptträger aus Spannbetonfertigteilen hergestellt. Nach ausreichender Erhärtung wurde ein Teil der Feldbündel angespannt. Während dieser Zeit wurde ein Gerüst aus Peiner-Trägern errichtet, auf denen zwei hölzerne Portalkrane liefen, die mit 10-t-Handflaszugzeugen ausgerüstet waren. Sie faßten die Hauptträger einzeln an den Enden in hierfür einbetonierten Schlaufen und brachten sie durch Verfahren von Hand an Ort und Stelle. Dort wurden sie vorläufig abgesetzt. Nach dem Einbau aller vier Träger der ersten Öffnung wurde die Fahrbahnplatte zusammen mit den Querträgern geschalt und in gewöhnlichem Stahlbeton B 225 betonierte. Die Stützenbündel zur Aufnahme der negativen Momente wurden vorher genau verlegt. Um zu erreichen, daß die Fahrbahnplatte sich schon an der Aufnahme der Biegemomente infolge ständiger Lastbeteiligung, wurden die Träger vor dem Einbringen des Betons unter

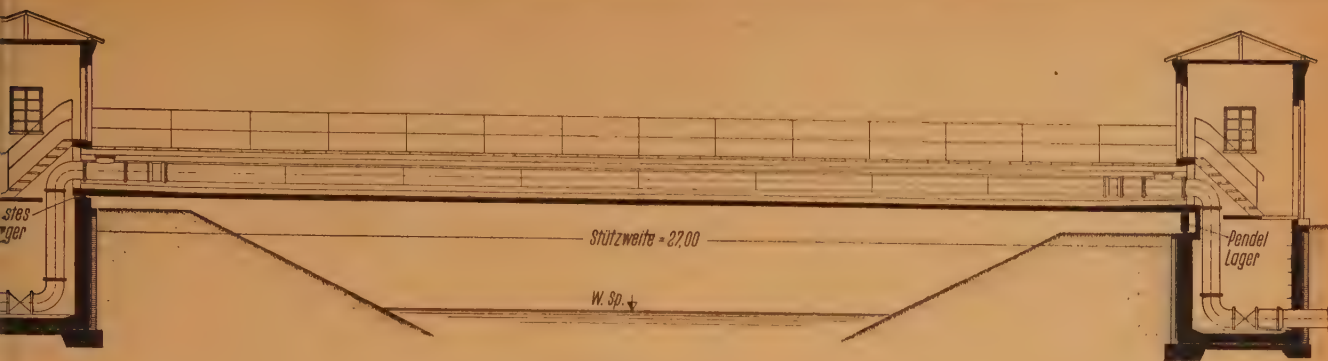


Abb. 5. Konstruktion des Rohrstege.



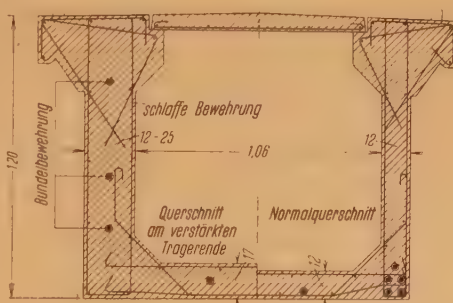
Abb. 6a. Bewehrung des Rohrstege.

und leicht aufgekeilt. Nach ausreichendem Erhärten der
hn wurden die restlichen Bündel der Feldbewehrung ange-
Während dieser Arbeiten stellte man an der gleichen
die Hauptträger der zweiten Öffnung her und verlegte auf
ägern der ersten Öffnung Verschiebgleise, die bis in die
eite der in die zweite Öffnung umgebauten Einbaukrane
n. Die weiteren Maßnahmen waren die gleichen wie bei
ten Öffnung. In diesem Stadium wirkten beide Öffnungen
ls Einfeldbalken. Erst jetzt wurden nach Verlegen der
bündel die Lücken in der Fahrbahn und zwischen den
köpfen zusammen mit dem mittleren Auflagerquerträger
niert. Nach ausreichendem Erhärten des Betons konnten
zenbündel teils von der Ober-, teils von der Unterseite der
her angespannt werden. Hierdurch wirkt das Tragwerk als
aufträger.

Bau dieser Straßenbrücke wurde bewiesen, daß das Bau-
en mit Bündelbewehrung sich besonders gut auch für die
elten Bauvorgänge mit Fertigteilen zur Herstellung von
unbestimmten, durch die Vorspannung als monolithische

Baukörper wirkenden, Tragwerken eignet. Dem-
gegenüber bringt die Anwendung des Verfahrens
beim Bau der Rohrbrücke mehr dessen Einfach-
heit zur Geltung.

Zum Schluß soll noch betont werden, daß die
Wayss & Freytag A.G. den Auftraggebern beider
Bauwerke zu besonderem Dank dafür verpflichtet
ist, daß sie sich dafür entschieden haben, die in
Deutschland neue Bauweise anzuwenden.



b) Querschnitte



c) Endverankerung

Abb. 6b und c. Bewehrung des Rohrstege.

Kühlturmschlot im Gleitbauverfahren.

das Kraftwerk Hülse, dessen Rohbau in den Jahren 1939
l im Auftrag der Steinkohlen-Elektrizitäts AG, Essen, für die
che Werke G.m.b.H., Hülse, von der Wayss & Freytag A.G.
wurde, war einer der drei Kühltürme mit 6000 m³ Stun-
ung wiederherzustellen. Der etwa 13 m hohe Unterbau aus
ton war, ebenso wie der größte Teil des Rieselereinbaues,
n geblieben, während die Holz-Eisenkonstruktion des Schlo-
stört war. Die Chemischen Werke Hülse entschieden sich
ksicht auf die fast unbegrenzte Lebensdauer und den Fort-
licher Unterhaltungskosten für einen Schlot aus Stahlbeton.
ehende Untersuchungen ergaben für diesen Fall die wirt-
che Überlegenheit einer Ausführung im Gleitbauverfahren,
Februar 1949 in Angriff genommen wurde.

Grundrißform war ein regelmäßiges Achteck mit 10,00 m
nge und einem einbeschriebenen Kreis von 24,00 m Durch-
gegeben. Die Höhe des Schlotes beträgt 28,00 m, die Wand-
der lotrechten Wände gleichbleibend 15 cm. Die Ecken
auf der Innenseite durch Abschrägungen verstärkt. Auf
ißige Färbung und Struktur der ungeputzten Sichtflächen
f scharfe, lotrechte Kanten wurde größter Wert gelegt.
eren Abschluß des Kühlturmschlotes bildet eine 70 cm
skragende Stahlbetonplatte, welche die Aufhängung von
n zum Befahren des Turms gestattet.

Gleit Schalung wurde auf einer am oberen Kransträger des
ues aufgehängten Arbeitsbühne aus Stahlrohren zusammen-

gebaut, um den im unzerstörten Teil des Rieselereinbaues wieder
aufgenommenen Betrieb nicht zu beeinträchtigen.

Als tragende Konstruktionsglieder des Gleitbauverfahrens wur-
den insgesamt 40 Kletterstangen aus Rundeisen St 37 mit 30 mm
Durchmesser auf den ganzen Umfang verteilt. Auf dieselben stützen
sich mit Klemmbacken Schraubenspindeln ab, die mit Hilfe eines
auf der Spindel drehbaren Zwischenstücks die Kletterböcke aus
kräftiger Holzkonstruktion tragen. Mit seinen beiden senk-
rechten Schenkeln umfaßt der Kletterbock zangenartig die
eigentliche Kletterschalung, bestehend aus waagerechten kräftigen
Versteifungsträgern aus Kantholz, gegen welche die senkrechten
gehobelten Gleitbretter genagelt sind (Abb. 1). Das untere Kan-
tholz ist durch Rundeisenstangen am Zwischenstück der Spindeln
aufgehängt, während das obere Kantholz durch Sprengwerke, die
gleichzeitig die Schalung zusätzlich aussteifen, nach den Aufhän-
gungspunkten abgestützt ist. Die senkrechte Wandbewehrung wird
in Lehren sorgfältig geführt; die waagerechte Bewehrung wird
während des Gleitvorgangs laufend eingebaut.

Auf die sonst übliche durchgehende innere Arbeitsbühne mußte
bei 24 m Durchmesser verzichtet werden. Ein ausreichend breites
Bedienungspodest wurde einseitig aus der Gleitschalung ausge-
kragt. Durchgehende Verspannungen sicherten die maßgerechte
Form der Gleitkonstruktion und gestatteten das Nachspannen und
Ausrichten nach Bedarf. Die kühne und in der Konstruktion neu-
artige Form der Arbeitsbühne hat alle an sie gestellten Erwar-
tungen in vollem Umfange erfüllt.



Abb. 1. Gleitschalung.

10 kg/cm², nach 24 Stunden durchschnittlich 40 kg/cm², nach 28 Tagen etwa 300 kg/cm². Mit Rücksicht auf die frühe Jahreszeit wurde einschichtig gearbeitet und die Gleitgeschwindigkeit auf 1,20 m/Tag entsprechend der Höhe der Schalung beschränkt. Der aus der Schalung kommende 24 Stunden alte Beton wurde von leichten Hängegerüsten aus zur Erzielung einer dichten Oberfläche abgerieben (Abb. 2).

Zuschlagstoffe und Anmachwasser wurden mit Dampf vorgewärmt, so daß der Beton mit 18 bis 20° Wärme eingebaut werden konnte. Beim Abbinden steigerte sich die Temperatur in der Schalung bis auf 25° C, so daß selbst bei niedrigerer Außentempe-

Der Beton, gemischt aus 50% Rheinsand 0/7 mm und 50% Rheinkies 7/15 mm mit 360 kg Zement Z 325, wurde in Lagen von etwa 25 bis 30 cm Höhe eingebaut, so daß er ständig unter Kontrolle stand und gut durchgearbeitet werden konnte. Entmischung oder Nesterbildung sind dabei ausgeschlossen, so daß ein praktisch wasserdichter Beton ohne Zusatzmittel hergestellt werden konnte. Die Anfangsfestigkeiten wurden durch das Labor der Chemischen Werke, Hüls, laufend überprüft. Die Festigkeit nach zwölf Stunden Stunden betrug i. M.



Abb. 2. Ansicht des Kühlturmschlotes im letzten Bauabschnitt.

ratur weitergearbeitet und der im Gleitbauverfahren erforderliche frühhochdruckfeste Beton erreicht werden konnte. Der geforderte Fertigstellungstermin konnte trotz eines Kälteeinbruchs während der Bauzeit um 17 Arbeitstage unterschritten werden.

Das Gleitbauverfahren stellt die rationellste Arbeitsweise bei der Ausführung lotrechter hoher Wände dar. Es gestattet die Herstellung eines besonders dichten Betons, wenn den Arbeitsführern die erforderliche Aufmerksamkeit geschenkt wird, und macht einen nachträglichen Wandputz entbehrlich. Die Sichtflächen können völlig unbearbeitet bleiben, während die Innenwände zweckmäßig fluatiert oder mit Bitumen gestrichen werden. Das Verfahren erfordert jedoch den Einsatz geschulten und erfahrenen Personals, wenn Mißerfolge vermieden werden sollen.

Wiederaufbau und Verstärkung von zwei Ufermauern im Hamburger Hafen.

Die im nachstehenden beschriebene und von der Wayss & Freytag A.G. in den Jahren 1947/1949 für die Bauverwaltung der Hansestadt Hamburg, Abt. Strom- und Hafenbau, ausgeführten Verstärkungs- und Neubaurbeiten an den Ufermauern Kronprinzentai, Hamburg und Seehafenbecken I, Harburg, sind im Rahmen eines Berichtes von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg, der freundlicherweise auch die Abbildungen für diesen Bericht zur Verfügung stellte, im Bauingenieur 1950, Heft 4, über „Wiederaufbau und Verstärkung der Hamburger Kaimauern“ erwähnt. Diesen Bericht ergänzt die Wayss & Freytag A.G. durch folgende Angaben:

Ufermauer am Kronprinzentai.

Den von der Wayss & Freytag A.G. eingereichten Sonderentwurf zeigt Abb. 1. Folgende Überlegungen waren für die Gestaltung des Ufermauerquerschnitts maßgebend.

Der bestehende Holzpflrost sollte zur Aufnahme des Erddrucks im Rahmen seiner Leistungsfähigkeit herangezogen werden. Seine Standfestigkeit wird durch die Tieferlegung der Hafensohle nicht gefährdet, da der Gleichgewichtszustand in dem Teil des Erdkörpers, der in der Höhe der Pfahlspitzen liegt, durch die neue Spundwand auch in Zukunft aufrechterhalten bleibt. Die Frage, ob der Teil des Erddrucks, der von dem alten Pflrost nicht aufgenommen wird, durch eine Verankerung im hinter der Mauer anstehenden Erdkörper aufgenommen werden kann, mußte verneint werden, weil ein verhältnismäßig starres konstruktives Gebilde, wie es bei der massiven Kaimauer auf einem mit Schrägpfehlen versehenen Pflrost vorliegt, nicht mit Hilfe einer elastischen Verankerung in einer nachgiebigen Masse, wie sie ein Erdkörper darstellt, auf längere Zeit standfest gemacht werden kann. Die Nachgiebigkeit einer Verankerung im Erdreich würde mit der Zeit neue Schäden im Ufermauerquerschnitt hervorrufen. Die zusätzlich nötige Verankerung mußte somit an einem Festpunkt erfolgen,

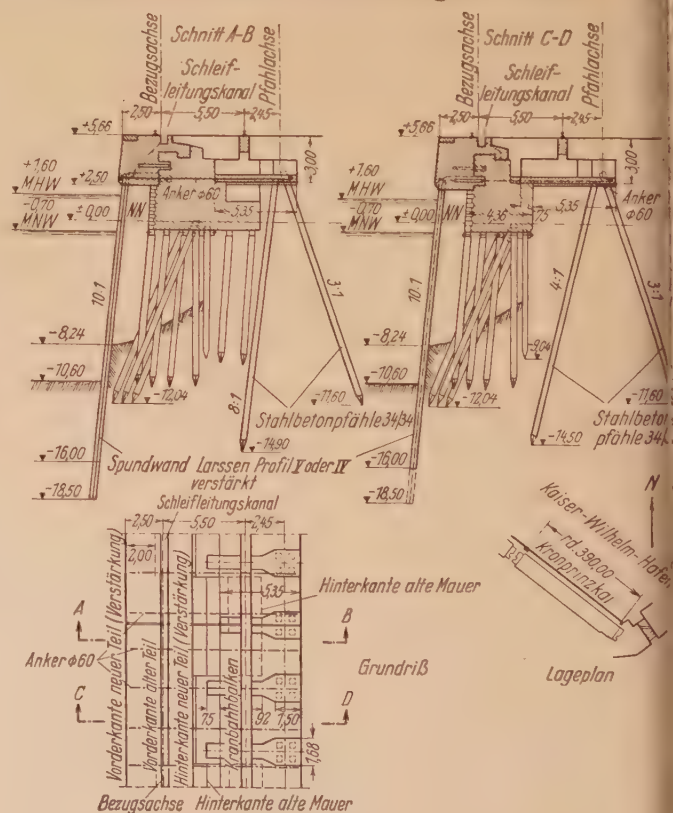
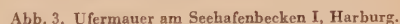


Abb. 1. Ufermauer Kronprinzentai, Hamburg.



Rechteckquerschnitt, für den endgültigen Zustand ein Plattenbalkenquerschnitt zur Verfügung stand.

Zuerst wurden durch Taucher die unter Wasser liegenden Trümmerreste der alten Kaimauer beseitigt, hierauf auf Anordnung der Verwaltung der alte Pfahlrost einschließlich der zugehörigen Holzspundwand gezogen. Die Träger, welche etwa 15,0 t pro Stück wogen, wurden als Betonfertigteile am Lagerplatz der Firma in Schuten hergestellt und nach Rammung der Stahlpundwand und

der Pfahlbockreihe aus Stahlbetonpfählen mit einem Schwimmlager verlegt. Die zwischen den Stahlbetonfertigteilen freitragende Stütze für die Abschirmplatte wurde hierauf eingebaut. Anschließend wurden die übrigen Teile der Konstruktion eingeschalt, es folgten die Bewehrungs- und Betonierarbeiten für die Abschirmplatte, Pfahlkopffundamente, die Kaimauer und den landseitigen Korbhahn. Die Ansichtfläche der Kaimauer wurde in Stahlschalung ausgeführt.

Wiederherstellungsarbeiten am Südseehaus in Hamburg.

Die Kellerdecke des Kontorhauses „Südseehaus“, Flügel Mönckbergstraße, besteht aus Stahlbeton. Sie ruht im Inneren des Gebäudes auf einer Anzahl durch ein gemeinsames Fundament paar-

vollständig zertrümmert und um ein Maß von etwa 50 cm zusammengestaucht wurden. Um dieses Stauchmaß der Kellerpfeiler hingen sämtliche Geschoßdecken in dem Gebäude durch.

Die Stahlbetondecken haben diese gewaltige Beanspruchung verhältnismäßig gut überstanden. Dort, wo Träger an die eisernen Stützen angeschlossen waren, entstanden notwendigerweise Risse. Auch den außerdem aufgetretenen totalen Brandschaden des Gebäudes überstanden die Stahlbetondecken gut.

Nach eingehender Prüfung der Frage, ob Gebäude abgebrochen und wieder aufgebaut werden müßte oder ob die eingesenkten Decken angehoben und instandgesetzt werden könnten, fiel die Entscheidung zugunsten des Vorschlages der Wayss & Freytag A.G., eine Wiederinstandsetzung vorzuziehen.

Bevor an diese Arbeiten herangegangen werden konnte, mußte eine vorläufige Sicherung des an einer der verkehrsreichsten Straßen gelegenen, vom Einsturz bedrohten Gebäudes vorgenommen werden. Diese bestand darin, nach vorsichtiger Entfernung des um die Kellerpfeiler lagernden Schuttes die durch sechs Geschosse gehende schwere hölzerne Absteifung eingebaut wurde (Abb. 1 u. 2). Soweit notwendig, wurden hierfür zusätzliche Fundamente hergestellt. Dann wurden die stark zerstörten Pfeiler mit Stahlbeton ummantelt (Abb. 3). An dem bisherigen Zustand der Kellerpfeiler während der Ummantelung nichts geändert. Der neue Stahl-

betonmantel wurde so bemessen, daß er im Verzicht auf den zerstörten Beton in der Lage war, die endgültigen Geschoßlasten aufzunehmen. Darüber hinaus diente dieser Mantel als Fundament für die bei der Hebevorgang einzusetzenden hydraulischen Pressen.

Die Hebung der Pfeiler ging wie folgt vor sich:

Die zu hebende Last

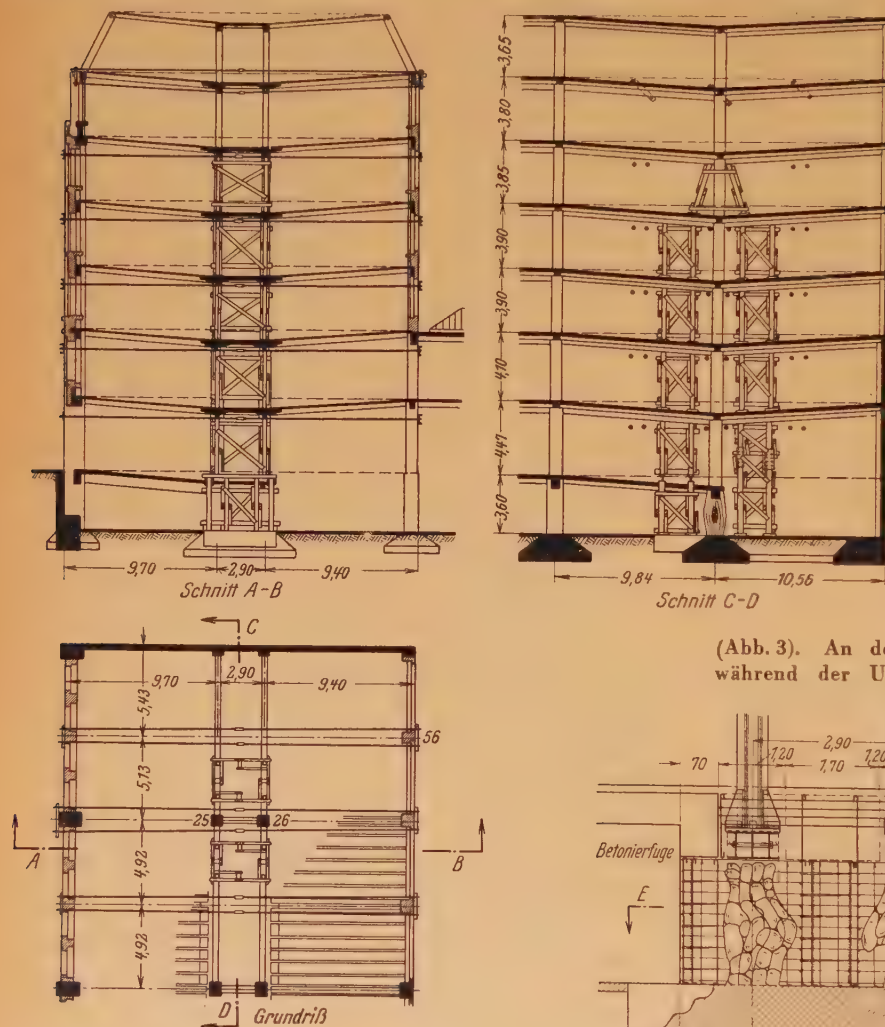


Abb. 1. Geschoßabsteifung mit Horizontalverankerung der Außenstützen.

weise zusammengefaßter Pfeiler aus schwach bewehrtem Beton. Von diesen Doppelpfeilern wurde einer durch die Explosionswirkung einer Sprengbombe nahezu völlig zerstört (Abb. 1 und 3). Die über dem Kellergeschoß aufgehenden Stützen bestanden aus einer ummantelten Stahlkonstruktion. Ihre Fußplatten lagen ungefähr in Höhe der Unterkante Träger Kellerdecke. Sie hatten keine zugehörige feste Verbindung mit der Kellerpfeilern. Durch die Wirkung des Explosionsdruckes auf die Kellerdecke wurde alles, was oberhalb Unterkante Fußplatten der aufgehenden Stützen lag, von den Doppelpfeilern 25/26 angehoben. Beim Zurückfallen der aufgehenden Konstruktion auf die Pfeiler wurden diese so stark beansprucht, daß sie

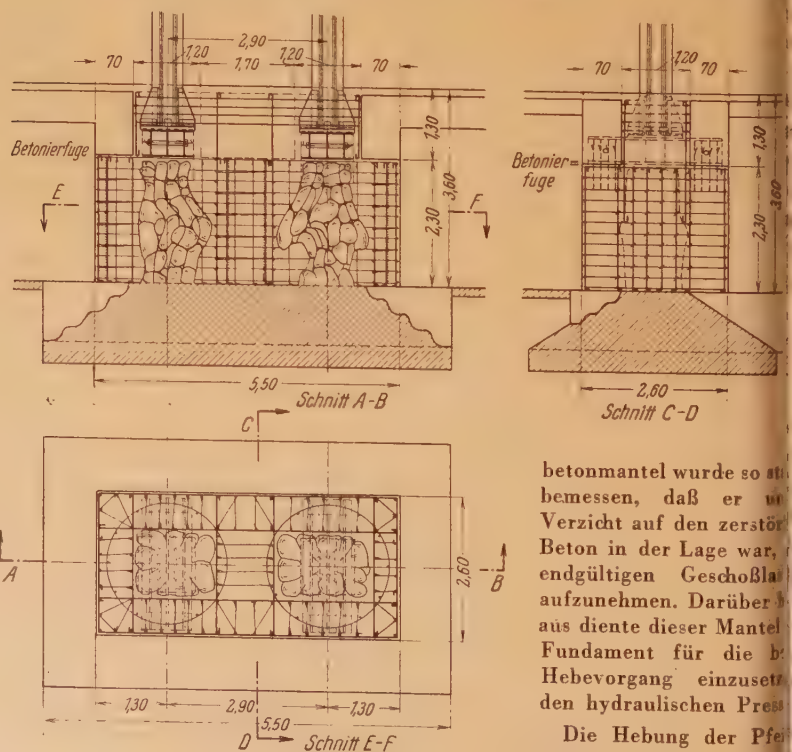


Abb. 3. Ummantelung der Säule.

und aus Eigengewicht
Stahlbetonkonstruktion
eingebauten Holz-
ung, betrug für je-
feiler 170 t. Die Be-
g der Konstruk-
ile mußte aber für
essentlich höhere Last
en, um die nötige
eit für die Auf-
der durch die Ver-
ungen hervorgeru-
Kräfte beim An-
zu haben.

die Abb. 2 und 3 zeig-
wurden an die von
etonummantelung be-
Stahlprofile der auf-
len Stützen in beiden
richtungen konsol-
auskragende, durch
verstärkte Bleche
schißt, an die starke

angeschraubt wur-
Die darunter angeordneten Längsträger aus je 1 I P 50
den beide Stützenfüße (Abb. 2). An jeder Stütze wurden
hydraulische 300 t-Pressen angesetzt, die ihre Kraft paarweise
Querträger an die Längsträger abgaben. Je vier Pressen
an eine von Hand bediente Pumpe angeschlossen.

die Gefahr bestand, daß beim Anheben der Stützen die an
Stützauflagern stark deformierten und durch die Geschoß-
ung belasteten Hauptdeckenträger evtl. nicht mitkommen
en, wurde im Erd- und ersten Obergeschoß eine zusätzliche
ung eingebaut, die die Hebekraft vom Stützenfuß direkt
e Hauptdeckenträger übertrug (Abb. 2). Die Steifenrichtung
gewählt worden, daß die Absteifung der oberen Geschosse
aßt wurde und somit Stützen und Absteifungen gleichzeitig
oben wurden.

en Seitenverschiebungen wurden die Füße der Stützen ent-
end Abb. 2 in Richtung der Hauptdeckenträger durch schräg
ednete Zugstangen mit Spannschlössern gesichert, die den
fuß mit dem Wandaufleger der Deckenträger verbanden.
r anderen Richtung wurden die beiden Stützen durch auf-
eißte Diagonalverstreibungen und durch die angeschraubten
träger fadwerkartig ausgesteift und eine zusätzliche
ung durch horizontale Zug- und Druckanker nach einem be-
wieder hergestellten Deckenteil gesichert.

wurde in mehreren Stufen gehoben, da der Pressenhub nur
betrug. Das Anheben um 50 cm einschließlich mehrmaligen

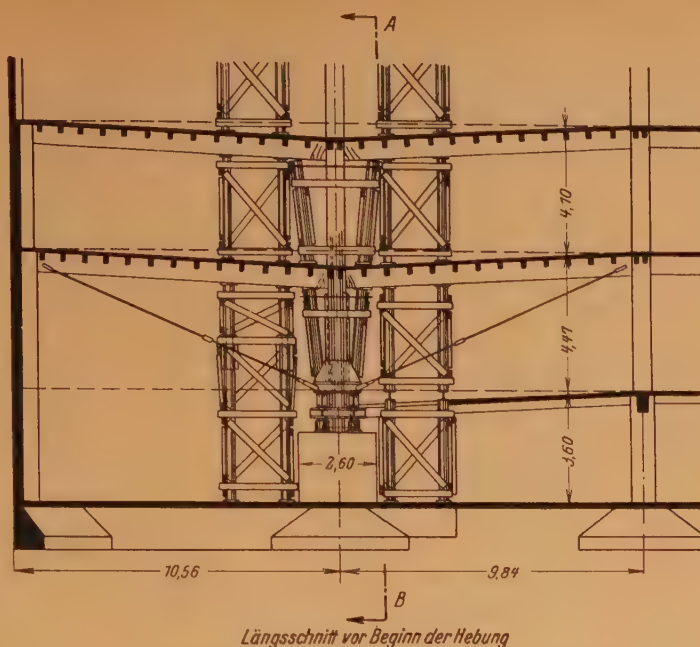
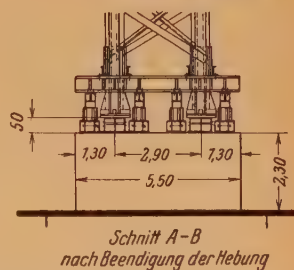
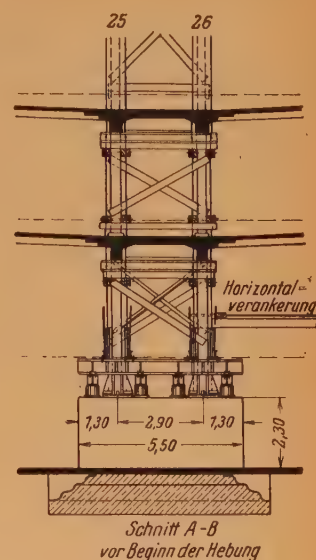


Abb. 2. Hebekonstruktion und Fußsicherung der Mittelsäulen.



Umbaus der Pressen und der
Pallungen aus austei-
Profilträgern und der Einbau
der endgültigen Unterlags-
träger aus 3 I P 50 je Stütze
wurde in 18 Arbeitsstunden
durchgeführt. Während des Heb-
ens wurden in sämtlichen Ge-
schossen dem sich laufend verän-
dernden Winkel zwischen Aus-
steifung und Deckenträger ent-
sprechend die Verkeilungen ge-
lockert und wieder nachgeschla-
gen, alle Spannschlösser über-
prüft und durch
Lotungen die Gebäudefronten
kontrolliert. Die Bewegungen
der Stützenfüße in horizontaler
und vertikaler Richtung wur-
den durch Zeiger auf Meßblät-
tern laufend angezeigt und be-
obachtet. Die Pumpen der hy-
draulischen Pressen waren mit
gleichen Manometern verse-
hen, so daß ein gleichmäßiges
Arbeiten aller Pressen gewähr-
leistet werden konnte. Die Pres-
sen besaßen Sicherheitsstell-
ringe, die laufend mit dem He-
ben bedient wurden, so daß auch
beim evtl. Ausfall einer Pumpe
oder Presse hieraus keine Gefähr-
dung des Hebe-
prozesses eintreten konnte. Die
tatsächlich gehobene Last be-
trug je Stütze i. M. 450 t, er-
reichte in der Spitze einen Wert
von 465 t und betrug damit das
2,7fache des theoretisch ermit-
telten Eigengewichtes. Die Pres-
sen und Hebekonstruktionen wa-
ren mit genügend Reserve be-
messen worden, so daß die sich
aus den Verzweigungen ergebenden
Lasterhöhungen aufgenommen
werden konnten.

Die Arbeiten wurden im Auftrag der Architekten Bach & Wischer, Hamburg, ausgeführt.

Lagergebäude für die Tretorn Gummi- und Asbestwerke A. G., Hamburg.

mit Keller- und Dachgeschoß fünfstöckige Gebäude (Abb. 1)
im Herbst 1948 und Frühjahr 1949 als Lagergebäude in
eton errichtet. Die Planung (vor der Währungsumstellung)
eine holzsparende Bauweise vor. Nach der Währungsum-
g erwiesen sich die Schwierigkeiten in der Holzbeschaffung
weise überholt und deshalb wurde der aufgestellte Entwurf
Zugrundelegung der neuen Verhältnisse nochmals überprüft.
ergab sich, daß die holzsparende, für die Bauausführung bis-
orgesehene Teilmontagebauweise wirtschaftlich der mono-
nen Bauweise noch zumindest ebenbürtig war.

ündet wurde das Gebäude (Abb. 2) auf Stahlbetonramm-
n mit einem Querschnitt von 34/34 cm und einer Länge von
11,00 m.

Die Teilmontagebauweise ist dadurch gekennzeichnet, daß in
jedem Geschoß zunächst die Randstützen und die die Windmomente
aufnehmenden Querrahmen an Ort und Stelle zwischen Schalung in
üblicher Weise hergestellt wurden. Auf den fertigen Randstützen
wurden die als Fertigteile an die Baustelle gelieferten Randträger
verlegt. Sie hatten dort, wo die Hauptträger der Decke anschlossen,
trapezförmige Aussparungen (Abb. 3 u. 4). Für die inneren Auf-
lager der Deckenhauptträger wurde eine provisorische Abstützung
entlang den inneren, die Querrahmen verbindenden Längsträgern
eingebaut (Abb. 5). An den so verlegten Hauptträgern wurde dann
die aus Holztafeln bestehende Deckenschalung mit Winkelleisen und
Bolzen befestigt. Nach Einbringen der Bewehrung für die Decken-
platte wurden die Längsträger zwischen den Querrahmen zusammen
mit der Deckenplatte betonierte.

ten wirkten demnach im Plattenbalkenquerschnitt des Trägers nur bei der Aufnahme der Deckennutzlast von 1 m^2 mit.

Die gesamte Rohbau wurde in 138 Arbeitstagen fertiggestellt. Von seiten des Bauherrn die Forderung, daß der Bau unabhängig sein müßte von Frosttagen zwischen 0 und 5° . Die Vorkehrungen für Beheizung der Mischanlage, des Trägers und der Einbaustelle des Betons selber wurden derart

getroffen, daß mittels Dampfkessel jederzeit Warmwasser erzeugt und durch Einbau von Stahllanzen unterhalb der Kiesboxen der Kies aufgetaut werden konnte. Ferner sollte durch Umschließung der eingeschalteten Decken entlang den Außenfronten mittels Zeltplanen und Bauplatten eine Beheizung des frisch eingebrachten Betons möglich sein. Die Abdeckung der fertig betonierten Decken sollte mit Strohmatte erfolgen. Die architektonische Bearbeitung und Oberbauleitung lag in den Händen von Architekt BDA Gustav Mewes, Hamburg.

Das Kreuzungsbauwerk Kirchheim als Beispiel einer Spannbetonbrücke.

Von Dr.-Ing. Walter Wolf, Wiesbaden.

Bei der Einmündung der Autobahnstrecke Berlin—Eisenach—Frankfurt a. M. in die Strecke Kassel—Frankfurt a. M. bei Kirchheim im Kreis Hersfeld, befand sich ein Kreuzungsbauwerk von sehr verwickelter Bauart, weil die beiden Strecken sich in sehr spitzen Winkeln (41°) kreuzen und die oben liegende Eisenbahnstrecke an dieser Stelle außerdem in einer Krümmung von 500 m Radius und einem Gefälle von 1:15 lag. Zwei Fahrbahnhälften wurden von je vier durchlaufenden, ständigen Blechträgern getragen, die jeweils in der Mitte von zwei Pfeilern, auf dem Mittelstreifen der unten liegenden Autobahnstrecke—Frankfurt a. M. stehenden Pendelstützen unterstützt waren (Abb. 1). Infolge der Krümmung des Bauwerkes, der Krümmung der beiden Fahrbahnen und der Forderung, daß die

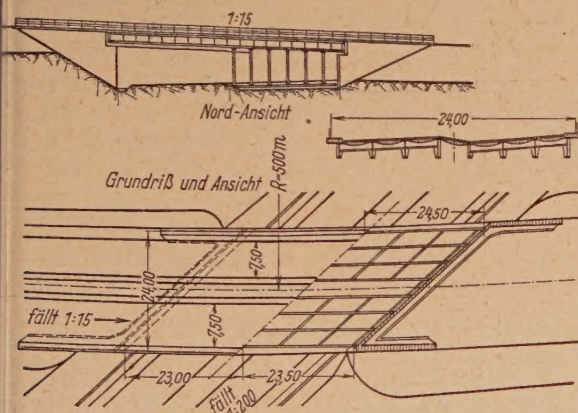


Abb. 1. Übersichtsskizze des alten Bauwerkes.

unteren Kanten in einer Ebene liegen sollten, ergaben sich für die acht Hauptträger verschiedene Längen und Höhen. Die Überbauung war im Jahre 1938 von den Firmen Carl Brandt, Düsseldorf und Johannes Dörnen, Dortmund-Derne, fertiggestellt worden, von der letzteren der gesamte Stahlüberbau in geöffneter Ausführung. Durch Sprengungen bei Kriegsende wurde die Überbauung so zerstört, daß sie nicht mehr verwendbar war. Während das mittlere Fundament der Pendelstützen und die beiden Widerlager nur wenig beschädigt waren.

Wenigere Zeit konnte man auf die Wiederherstellung dieses Bauwerkes verzichten, da die Auf- und Abfahrt von der Strecke Kassel—Frankfurt a. M. — allerdings nicht kreuzungsfrei, — ohne das Kreuzungsbauwerk möglich war. Nach wie vor war an dieser Stelle der Verkehr gefährdet, besonders für die Richtung Eisenach—Frankfurt a. M. bei der Einmündung in die Strecke Kassel—Frankfurt a. M. Nach dem immer stärkeren Verkehr des Verkehrs, besonders auch des Verkehrs der Bergwerke, mußte aber die Wiederherstellung der Brücke in Angriff genommen werden.

Wieder wie vorher in Stahl zu errichten, verbot der damalige Mangel, wären doch etwa 350 bis 400 t Stahl dafür erforderlich gewesen. Die ausführende Stelle, das Autostraßenamt Wiesbaden, entschied sich daher im Jahre 1947 mit Einverständnis des Reichsministeriums für Wirtschaft und Verkehr, Wiesbaden, für

einen Vorschlag der Firma Wayss & Freytag, der die Verwendung von vorgespannten Fertigbetonträgern vorsah. Im Gegensatz zu der alten Brücke wurden jedoch je Fahrbahnhälfte sechs Hauptträger angeordnet und diese nicht mehr durchlaufend, sondern als Träger auf zwei Stützen ausgebildet, weil es nicht ganz einfach ist, Betonfertigteile nachträglich biegefest zu verbinden. Infolge-

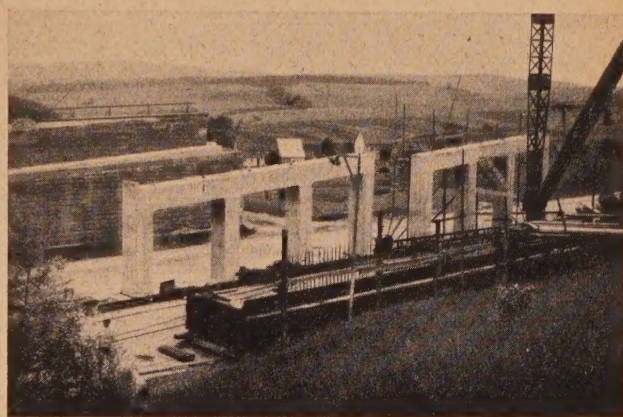


Abb. 2. Die neuen Mittelpfeiler, im Vordergrund Wanne für die Herstellung der Spannbetonträger.

dessen mußten die Mittelpfeiler als eingespannte Stützen ausgeführt werden. Für jeden Überbau wurde ein Mittelpfeiler, bestehend aus einem durchlaufenden Balken auf vier elastisch eingespannten Stützen vorgesehen (Abb. 2). Um nur eine Dehnungsfuge zu erhalten, wurde diese über den Mittelpfeilern angeordnet und die festen Lager auf die Widerlager verlegt; dies entspricht zwar nicht ganz der Regel, die beweglichen Lager an der tiefer liegenden Stelle vorzusehen, hat jedoch den Vorteil, daß die Übergänge vom Widerlager auf die Fahrbahn wegfallen und sich die gesamte Bewegung des Bauwerkes über den Mittelpfeilern abspielen kann.

Die unmittelbar befahrene Fahrbahnplatte wird von 24 Spannbetonträgern getragen, deren Längen alle verschieden sind und zwischen 24 und 26 m liegen. Dagegen haben sämtliche Träger gleichen Querschnitt (Abb. 3) und unterscheiden sich nur durch die Anzahl der vorgespannten Spannbetonstäbe. Die vorgespannte Untergurtbewehrung besteht aus Spannbetonstahl $\phi 10$ mm mit einer Vorspannung bei der Herstellung von 6500 kg/cm^2 , die im Gebrauchszustand infolge Schwindens und Kriechens erfahrungsgemäß auf etwa 5000 kg/cm^2 absinkt.

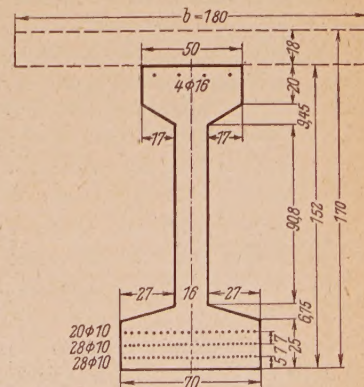


Abb. 3. Querschnitt eines Spannbetonträgers.

Für Schrägstäbe, Bügel usw. wurde Betonstahl I verwendet. Der Trägerbeton ist mit $E_b = 265\,000 \text{ kg/cm}^2$ in Rechnung gesetzt;

Vermischtes.

Herr Schütte Ehrensator der T. H. Stuttgart

Herr Walter Schütte, Direktor der Bau-Stahlgewebe G. m. b. H., Dorf-Oberkassel, wurde am 11. Januar 1950 zum Ehrensator der Technischen Hochschule Stuttgart auf Antrag der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen in Anerkennung der Verdienste um die Weiterentwicklung des Stahlbetons und der ständigen Unterstützung des Institutes für Bauforschung ernannt.

Herr Schütte hat entscheidenden Anteil an der Schaffung des Stahlgewebes, jener bekannten Bewehrung aus sich kreuzenden Stählen in den Kreuzungsstellen punktverschweißten Stahldrähten, die die Streckgrenze. Seinem Ideenreichtum und seiner Energie ist es zu verdanken, daß diese Bewehrungsart im Stahlbau eine so weite Verbreitung gefunden hat. Als Dr. Schütte vor zwanzig Jahren die grundlegenden Versuche mit Baustahl machte und sich um seine Zulassung mit angemessener Unterstützung der hohen Stahlgüte bemühte, fehlten jegliche Erfahrungen mit Bewehrungen mit hochliegender Streckgrenze. Technische Erwägungen aber standen seinem Begehren nach dem gegenstandes Stand der Erkenntnisse entgegen. Dr. Schütte hatte von Anfang an erkannt, daß es darauf ankam, die Grundlagen der Bewehrung zu überprüfen und durch sorgfältige und von unabhängigen auszuföhrte Versuche neue Erkenntnisse zu schaffen, mit deren Hilfe es den verantwortlichen Stellen ermöglicht wurde, die Bewehrung gegen eine Ausnutzung des Baustahlgewebes aufzugeben. Die langwierige Föhlungnahme mit den berufensten Sachkennern der Materialprüfungsanstalt und mit der Preußischen Zulassungsbehörde für neue Bauweisen hat er im Juli 1932 die erste allgemeine Zulassung des Baustahlgewebes erlangt, wobei die Beanspruchung von 2400 kg/cm² zugebilligt wurde. Dieser Erfolg war von entscheidender Bedeutung für die Entwicklung hochwertiger Bewehrungen durch die deutschen Amtsstellen.

Bei der Erschließung neuer Anwendungsgebiete für das Stahlgewebe ist Dr. Schütte stets darum bemüht gewesen, die zweckmäßigste Lösung, soweit erforderlich durch neue Versuche, zu ergründen.

Bornemann

Bericht über die 47. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins e. V. in Wiesbaden am 3. und 4. Mai 1950.

Die Tatsache, daß die diesjährige 47. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins e. V. von insgesamt rd. 1200 Teilnehmern besucht war und daß sich dabei Vertreter aus Österreich, der Schweiz, aus Italien, Holland, Schweden, Finnland und England eingefunden hatten, ist mit ein eindrucksvoller Beweis für die neuerstandene Lebenskraft und die wieder erlangte Bedeutung dieses technisch-wissenschaftlichen Vereins, der bekanntlich im vorigen Jahr sein 50jähriges Bestehen feiern konnte.

Am herrlicheren Maientag besannete den Beginn der Wiesbadener Tagung, die am 3. Mai, vormittags kurz nach 8.30 Uhr im Taunus mit einer ordentlichen Mitgliederversammlung ihren Anfang nahm, in welcher die rein geschäftlichen und rechnungsmäßigen Angelegenheiten erledigt wurden. Die dabei einstimmig erfolgte Wahl des verdienten Vorsitzenden Dr.-Ing. Hans Minetti wurde besonders lebhaft begrüßt.

Am Beginn der eigentlichen Vortragsveranstaltung, die im „Filmtheater“ stattfand, ergriff nach einer stimmungsvollen, vom Streichorchester des Symphonieorchesters der Stadt Wiesbaden gespielten, musikalischen Einleitung zunächst Herr Oberbürgermeister Redlinger der Stadt Wiesbaden das Wort, um der Versammlung dankend den Magistrate die herzlichen Grüße der Stadt Wiesbaden zu übermitteln. Dabei brachte er u. a. auch sein Bedauern zum Ausdruck, daß der Verein wegen der unzureichenden Platzverhältnisse in Wiesbaden genötigt sei, zu dem geselligen Fest in das Kurfürstliche Schloß nach Mainz abzuwandern und in diesem Zusammenhang der Hoffnung Ausdruck, daß bis zum nächsten Jahre eine neue Kongreßhalle erbaut sei, die dann wohl die Ansprüchen genüge.

Dann nahm Herr Dr.-Ing. Hans Minetti das Wort, um einerseits die so zahlreich Erschienenen, worunter sich auch viele Vertreter der Besatzungsmacht befanden, zu begrüßen. Er gedachte ehrend der im Laufe des vergangenen Jahres von ihm erlangten Verdienste und gab dann bekannt, daß dieses Mal, auf einen Beschlus des Vorstandes, die Emil-Mörsch-Denkmedaille Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. e. h. Willy Gehler (Dresden) verliehen wurde, „in Anerkennung dessen, daß er den Stahlbetonbau in Deutschland kühner und weithin bekannter Bauwerke, als vielversprechender und ideenreicher Lehrer, Forscher und Deuter von Verwendungen und als beredter Verfechter technischer Neuerungen befördert hat.“

In seinen weiteren Ausführungen stellte Dr.-Ing. Minetti zwei Gedanken ganz besonders eindringlich heraus. Insbesondere sei anzustreben, daß unsere durch den Krieg zurückgebliebenen Erkenntnisse wieder aufgeholt und vertieft werden und daß auch durch weitergehende Normung und Mechanisierung die Vorteile der heute schon rd. 100 Jahre alten Stahlbetonbauweise und damit deren Wettbewerbsfähigkeit noch weiter gesteigert werden kann¹⁾.

Den Reigen der Vorträge eröffnete der mehrfach doktorierte Professor Dischinger von der Technischen Universität Berlin mit frei vorgetragenen, sehr interessanten und ganz neuartigen Darlegungen über die Möglichkeit von Baustoffersparnissen bei Talsperren. Er sprach über „Bogenstaumauern mit aufgespaltem Querschnitt“. Bei den vielfach üblichen Bogenstaumauern werden die von der Wasserfüllung herrührenden Kräfte im wesentlichen durch Gewölbewirkung auf die Widerlager, d. h. auf die Talhänge übertragen. Im Gegensatz zu den Schwerkriegelmauern, beansprucht bei den Bogenstaumauern nur ein vergleichsweise geringer Teil des Wasserdrucks die Mauer durch Kragmomente, welche durch die Einspannung der Sohle im Fels aufgenommen werden. Als Folge der Bogenzusammendröckung und des Schwindens entstehen nun aber — ganz wie bei den Bogenbrücken — sehr hohe Biegespannungen, durch welche die niedrigen Druckspannungen aus der Gewölbewirkung überlagert werden. Diese Biegespannungen erreichen hier mindestens die Größe der Druckspannungen aus der Gewölbewirkung und deshalb kann man den Baustoff nur zur Hälfte ausnützen. Da nun die Gewölbewirkung eine wesentliche Durchbiegung der Mauer voraussetzt, in senkrechter Richtung aber der starke Mauerquerschnitt nur gering verbiegsam ist, so entstehen durch die Unverträglichkeiten des hierdurch erzeugten Spannungsbildes vielfach erhebliche Risse, wie dies bei zahlreichen derartigen Bogenstaumauern festgestellt wurde. Außerdem werden bei derartigen Staumauern die Druckspannungen an der Fundamentsohle bei gefüllter Sperre fast Null, so daß dadurch die Gefahr eines Unterdruckes entstehen kann. In Zusammenarbeit mit Dr. Komendant, USA, hat nun der Vortragende ein Baustoffsystem entwickelt, das die vorgenannten Schwierigkeiten und Nachteile dadurch vermeidet, daß der Querschnitt der Mauer in einer gewissen Höhe über dem Fundament „nach Art einer Blattfeder aufgespalten wird“. Dadurch entsteht eine Reihe hintereinander geschalteter und der Höhe nach abgestufter Zylinderschalen. Bei derartigen, sehr elastischen Schalen gewölben fallen die Biegespannungen in waagerechter Richtung fast vollständig weg, so daß der Baustoff hinsichtlich seiner Druckfestigkeit viel besser ausgenützt werden kann. Die Folge ist eine erhebliche Ersparnis an Beton und außerdem wird die Gefahr eines Unterdruckes auf der Wasserseite weitgehend beseitigt, da auch bei leerer Sperre die größten Druckspannungen auf der Wasserseite auftreten. Die Zusammenwirkung der einzelnen, durch Fugen getrennten Schalen gewölbe für die Aufnahme des Wasserdruckes, soll durch Füllung der Trennfugen mit Wasser, Sand oder am besten mit Asphalt erreicht werden. Dabei ist wichtig, daß womöglich keine Schubspannungen übertragen werden, welche die Steifigkeit der Konstruktion nur wieder erhöhen würden. — Dischinger erläuterte dann noch die Möglichkeit, den gespaltenen Querschnitt der Staumauer mit Erddämmen zu verbinden, die etwa bis zur halben Höhe der Mauer reichen. Dadurch würde sich, neben den statischen und sonstigen Vorteilen, eine noch weitergehende Ersparnis erzielen lassen. Außerdem glaubt Dischinger, daß sich durch die Anwendung der Vorspannung das ganze Bild noch weiterhin verbessern lasse. — Man darf gespannt sein, ob und inwieweit sich diese genialen Gedanken praktisch verwirklichen lassen, denn Dischinger bezifferte die mögliche Ersparnis an Baustoffen, alles in allem, auf zwei Drittel des bisherigen Aufwandes! — Im übrigen soll der Grundsatz der „Bogenstaumauer mit aufgespaltem Querschnitt“ bereits bei der Sylvensteinsperre im Isartal angewendet werden.

Über die erfolgreiche „Hebung der Autobahnbrücke über die Saalach“ sprach dann Dr.-Ing. Otto Veit, Obergeringenieur der Beton- und Monierbau A. G., München. Die bei Kriegsende durch Sprengung im Scheitel zerstörte Bogenscheibenbrücke von 90 m Stützweite konnte durch Anwendung sinnreicher Maßnahmen mit einem Kostenbetrag von rd. 250 000 DM wieder betriebsfähig gemacht werden, während ein vollständiger Abbruch und Neubau etwa 750 000 DM erfordert hätte. Es wurden am Bauwerk 16 Rundstahleisen 50 mm Ø angebracht und über vier hydraulische Pressen von je 200 t Tragkraft geführt, die rückwärts an einer in den Damm gerammten Spundwand verankert waren. Nach beendeter Hebung der je 2200 t wiegenden vier Brückenteile wurden die einzelnen Teile durch Drehung, ebenfalls mittels hydraulischer Pressen,

¹⁾ M. Lossier, „L'Avenir du Béton Armé“ in „B. u. St.“, 45 (1950), Heft 3, S. 49 ff.

in die endgültige genaue Lage gebracht. Die Lichtbilder gaben einen entsprechenden Begriff von der interessanten anfänglichen Sachlage und der Durchführung der Wiederherstellung.

Die noch am Nachmittag desselben Tages in der „Wartburg“ fortgesetzten Berichterstattungen begannen mit einem Vortrag von Herrn Jr. J. V. van Bruggen, Generaldirektor für das Bauwesen der Stadt Rotterdam, über den „Bau des Maastunnels in Rotterdam“, der von 1937 bis 1941 erfolgte. Bei dem Flußtunnel wurde das Senkverfahren angewendet, wobei neun schachtelförmige Tunnelstücke aus Stahlbeton, an den Enden behelfsmäßig abgeschlossen, schwimmend über ihre endgültige Lage im Flußbett gebracht und dort in eine gebaggerte Rinne versenkt wurden. Die Lüftungsgebäude ruhen auf Stahlbetonsenkkästen. Sie bilden die Trennung zwischen Land- und Flußteil des Tunnels; gleichzeitig schließen hier die Fahrtreppenschächte an, die den Fußgänger- und Radfahrertunnel mit der Erdoberfläche verbinden. Die Rampenteile auf beiden Ufern sind, ebenso wie die Fahrtreppenschächte als Stahlbetonröhren von rechteckigem Querschnitt in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt. Die Trockenlegung der Baugruben geschah mittels einer Grundwassersenkungsanlage mit Tiefbrunnenpumpen. An einem Ufer genügte eine Flachgründung, am anderen Ufer war eine Frankipfahlgründung nötig. Interessant waren auch die Mitteilungen über die betontechnologischen Ermittlungen bezüglich Kornzusammensetzung und Zementzugabe und über die Ergebnisse der Betonproben.

Unter allgemeiner Aufmerksamkeit sah man dann dem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Hubert Rüsch von der Technischen Hochschule München entgegen, der über die neuen „Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile“ sprach, die kürzlich seitens des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton veröffentlicht und so zur Stellungnahme bekanntgegeben wurden²⁾.

Der vorliegende Entwurf ist das Ergebnis einer siebenjährigen Gemeinschaftsarbeit namhafter Fachmänner, nachdem sich Rüsch bereits 1943 der Sache sehr energisch angenommen hatte. Interessant war zunächst der vom Vortragenden gegebene Überblick über die bisherige Entwicklung der verschiedenen Auffassungen vom Wesen der Vorspannung und die damit verbundene Klärung der Begriffe, der Wirkungsweise der verschiedenen Arten der Vorspannung; mit und ohne Verbundwirkung, sowie mit nachträglichem Verbund, wodurch nun alles in eine geordnete Fassung gebracht werden konnte. Bekanntlich geht der Gedanke der Vorspannung schon auf ein Patent von Doering aus dem Jahre 1888 zurück, aber die Verhältnisse waren damals noch nicht reif für diese Dinge und auch die ersten praktischen Versuche von Koenen scheiterten an der Unzulänglichkeit der getroffenen Maßnahmen. Bei der intensiven Beschäftigung mit den aufgeworfenen Problemen ergaben sich noch wesentliche neue Gesichtspunkte und so darf in diesem Zusammenhang bemerkt werden, daß der Vorwurf, die Richtlinien würden die Entwicklung der Vorspannbauweise in der Praxis gefährden, nicht begründet sein dürfte. Besonders eindrucksvoll waren die Hinweise Rüschs in der Frage der etwaigen Baustoffeinsparung, wobei namentlich darauf hingewiesen wurde, daß solche Ersparnisse nicht grundsätzlich durch die Anwendung der Vorspannung, sondern vielmehr durch die Wahl des Berechnungsverfahrens ($n = 15$, oder n -freie Bemessung) bedingt sind. Dies äußert sich auch in der sich ergebenden Höhe der Querschnitte, wobei u. a. die Tatsache wichtig ist, daß das Bruchmoment für Querschnitte mit und ohne Vorspannung im allgemeinen fast nahezu gleich ist³⁾.

Den angenehmeren Teil der nachmittäglichen Veranstaltung hatten sich die Damen ausgewählt, die durch die Blütenpracht des Rheingaus in einer Zahl von rund 200 zu einer Kaffeetafel nach Schlangenbad im Taunus gefahren waren.

Den Abschluß des ersten Tages bildete ein geselliger Abend mit Damen im Kurfürstlichen Schloß in Mainz, der ausgezeichnet besucht war, und die Teilnehmer bei gutem Essen, gepflegten Weinen und Tanz bis in die frühen Morgenstunden zusammenhielt.

Kleinlogel.

(Fortsetzung folgt.)

Bücherschau

„HÜTTE“, Des Ingenieurs Taschenbuch, 27., völlig neubearbeitete Aufl. Bd. III: Bauingenieurwesen, 1. Teil. XX, 455 S. mit 829 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 14,— DM.

In vollständig neuer Bearbeitung erscheint jetzt der für den Bauingenieur unentbehrliche III. Band der „Hütte“ in drei Lieferungen. Durch eine völlige Umstellung wurde eine neue Anordnung des Stoffes erreicht, die wesentlich zweckmäßiger, klarer

und übersichtlicher ist, und eine dem heutigen Entwicklungsstand entsprechende umfassende Erweiterung gebracht.

Der 1. Teil, der heute bereits vorliegt, hat folgende Abschnitte: 1. Die Statik der Baukonstruktionen; 2. Grundlagen der Bauweise enthaltend Massivbau, Stahlbau, Stahlbetonbau, Holzbau; 3. Brückenbau mit den Unterabschnitten Stahlbrücken, Massivbrücken, Holzbrücken.

Der in Vorbereitung befindliche 2. Teil des III. Bandes wird die Abschnitte: Hochbau, Fabrikanlagen, Heizung und Lüftung, Straßenbau, Siedlungswesen enthalten.

Der 3. Teil des III. Bandes schließlich wird gegliedert in: Grundbau, Baumaschinen, Wasserwirtschaft.

Bei sämtlichen Teilen wurden die neuen Vorschriften und Bestimmungen aufgenommen. In Abschnitt „Statik der Baukonstruktionen“, noch von Prof. Pohl neu aufgestellt, wurden besonders die neuen Erkenntnisse und Berechnungsarten berücksichtigt, z. B. das Drehwinkel- und Cross-Verfahren, die Festpunktmethode, die Elastizitätstheorie sowie Berechnung von Tragwerken nach der Theorie zweiter Ordnung.

Bei dem Stahlbau sind besonders die neuesten Erkenntnisse der Schweißtechnik beachtet. Beim Stahlbetonbau sind u. a. die Spannbeton und die Fertigbetonbauweise hinzugefügt.

Auch bei der Holzbauweise sind die neuesten Fortschritte berücksichtigt.

Der gleichfalls neubearbeitete Abschnitt über Brückenbau (Schaechterle, Neuffer, Hammacher) bringt gleichfalls die neuesten Erkenntnisse und Erfahrungen.

Gerade zur rechten Zeit dürfte der III. Band erscheinen, da jetzt eine Belebung der Bautätigkeit eingesetzt hat. Nicht nur in Deutschland, auch im Ausland wird die „Hütte“ wieder, wie es dem, Anerkennung und Verbreitung finden.

Dem Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, der trotz der vielseitigen technischen Schwierigkeiten und Erschwernisse in bewährter Weise das Erscheinen dieses Bandes ermöglichte, ist höchste Anerkennung auszusprechen.

Prof. Dr. Press.

Mario Marchetti, Acquadotti, 2. Auflage mit 148 Abbildungen. Mailand 1949. Libreria Editrice Politecnica Cesare Tamburini. Geh. 1800 L.

Der Verfasser gibt in dem Werk eine eingehende Darstellung der Trinkwasserversorgung. Ausführlich ist die Gewinnung des Wassers, die Quelfassung, die Zuleitung und schließlich die Installation der Wasserleitungen am Verbrauchsort und in Gebäuden beschrieben. Zahlreiche Abbildungen sind zur Veranschaulichung des Textes beigelegt. Die einschlägigen Formeln zur Dimensionierung der Leitungen sind eingehend behandelt und durch Tabellen ergänzt. Der Theorie aller im Rahmen dieses Fachgebietes auftretenden Probleme ist breiter Raum gewidmet.

Im ganzen gesehen, ist das Buch äußerst aufschlußreich und beleuchtet alle Fragen erschöpfend. Es kann deshalb sowohl der Praktiker bei Entwurf und Ausführung, wie der Studierende als Notwendige, für ihn Wissenswerte daraus entnehmen, so daß eine weitgehende Verbreitung des Werkes nur empfohlen werden kann.

Dr.-Ing. Wiedemann.

INHALT: Wayss & Freytag A.G., Rückblick auf 75 Jahre Firmengeschichte. — Die Lahnbrücke in Diez. — Unterwasserkraftwerk Lechmühlen, Lechstufe 12. — Dauerbehälterbrücken mit Spannbetonfertigträgern. — Die Ribbacheinleitung in den Walchensee. — Hyperbolischer Kühlturm auf Zeche Wilhelmine Viktoria in Gelsenkirchen. — Die Kanalhafenbrücke Heilbronn. — Speicherbau in Bremen. — Druckluftgründung der Pfeiler der Donaubrücke Linz. — Der Bau von zwei Spannbetonbrücken. — Kühlturmschlot im Gleitbauverfahren. — Wiederaufbau und Verstärkung von zwei Ufermauern im Hamburger Hafen. — Wiederherstellungsarbeiten am Südseehaus in Hamburg. — Lagergebäude für die Tretorn Gummi- und Asbestwerke A. G., Hamburg. — Die Kreuzungsbauwerk Kirchheim als Beispiel einer Spannbetonbrücke. — Vermischte. — Dr. Walter Schütte Ehrensenator der T. H. Stuttgart. — Bericht über die 47. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins e. V. in Wiesbaden am 3. und 4. Mai 1950. — Bücherschau. — Zeitschriftenschau.

„Beton- und Stahlbetonbau“, veröffentlicht unter der Zulassung Nr. 271 der Nachrichten-Kontrolle der britischen Militärregierung, erscheint im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher 87 15 33. Schriftleitung: Reg.-Baumeister a. D. Erich Bornemann, Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, (16) Wiesbaden-Eigenheim, Prinz-Nikolas-Str. 12 und Reg.-Baumeister a. D. Johannes Peters, Berlin.

Monatlich ein Heft, Bezugspreis halbjährlich 14,— DM und 0.60 DM Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede Postanstalt der westlichen Besatzungszonen entgegen. Desgl. jede wissenschaftliche Buchhandlung in West- und Ostdeutschland oder der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Postcheck-Kto. Berlin - West 16 88. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht vier Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluss abbestellt wird.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: EPPAC, 41-45, Neal Street London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Printed in Germany. Anzeigenverwaltung: Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: H. Heenemann KG., Berlin-Wilmersdorf, Wilhelmsaue 22.

²⁾ B. u. St. 45 (1950), Heft 4, S. 80—90 u. Heft 5, S. 108—116.

³⁾ Die „Richtlinien“ sind mit Erläuterungen von Prof. Rüsch auch als Sonderdruck aus Heft 4 und 5/1950 der Zeitschrift „Beton u. Stahlbetonbau“ erschienen. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn.